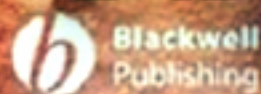


مکانیک سنگ

ROCK MECHANICS

دکتر کورش شهریار



پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه
www.pupuol.com

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

بسمه تعالی



دانشگاه صنعتی امیرکبیر

(پلی تکنیک تهران)

دانشکده مهندسی معدن ، متالورژی و نفت

مکانیک سنگ

تهیه و تنظیم:

دکتر کورش شهریار

زمستان 1390

بنام خداوند بخشنده مهربان

جزوه حاضر قسمت عمده مطالب درس مکانیک سنگ را در بر می‌گیرد. در ارائه مطالب ضمن مراعات سر فصل مصوب درس، سعی شده مطالب مورد نیاز برای احاطه هر چه بیشتر دانشجویان گرامی به موضوع مکانیک سنگ در متن جزوه گنجانده شود. مطالب ارائه شده چکیده مباحثی است که در طول بیش از 20 سال گذشته در دانشگاه‌های مختلف به عنوان درس مکانیک سنگ و آزمایشگاه ارائه شده است. امید است با رفع نواقص و کمبودهای آن در آینده به عنوان یک مرجع مفید و کامل در اختیار شما عزیزان قرار گیرد. لذا از دانشجویان و افرادی که از این جزوه استفاده می‌کنند خواهشمند است نقطه نظرات سازنده خود را از ما دریغ نمایند.

کورس شهریار

زمستان 1390

دانشگاه صنعتی امیر کبیر

فهرست مطالب

7.....	فصل اول
7.....	مقدمه
8.....	مقدمه
8.....	1-1- رابطه انسان و سنگ در طول تاریخ
10.....	2-1- تولد و توسعه علم مکانیک سنگ
12.....	3-1- زمینه‌های بکارگیری مکانیک سنگ
14.....	فصل دوم
14.....	وضعیت تنش در یک نقطه
15.....	2-1- وضعیت تنش در یک نقطه
21.....	2-2- تنش در اجسام دو بعدی (تنش صفحه‌ای)
26.....	3-2- تنش‌های اصلی و جهت آنها
29.....	4-2- روش‌های رسم دایره موهر
33.....	5-2- تحلیل کرنش
33.....	2-5-1- تغییر شکل و حالت کرنش در صفحه
35.....	2-5-2- روابط بین تنش کرنش و کرنش‌های اصلی
37.....	2-6- تنش صفحه‌ای
38.....	2-7- کرنش صفحه‌ای
40.....	2-8- کرنش حجمی
40.....	2-9- انرژی کرنشی
43.....	2-10- تنش و کرنش در حالت سه بعدی
43.....	2-11- روابط بین تنش - کرنش و ضرائب مربوطه
45.....	2-12- منحنی تنش - کرنش اجسام ایده‌آل
46.....	2-13- مؤلفه‌های تنش - کرنش در محورهای مختصات قطبی
47.....	2-14- دواير موهر برای شرایط مختلف بارگذاری
48.....	فصل سوم
48.....	معیارهای شکست
49.....	3-1- معیارهای شکست
49.....	3-2- سطوح شکست (صفحه‌های شکست)
49.....	3-3- شکست (تسلیم) تحت اثر تنشهای چند محوره
50.....	3-4- معیار تنش کششی ماکزیمم

- 51.....3-5- معیار تنش برشی ماکزیمم.....
- 52.....3-6- معیار کولمب
- 64.....3-7- معیار موهر
- 66.....3-8- معیار گریفیث
- 69.....3-9- معیارهای تجربی مقاومت
- 73.....3-10- معیار شکست تجربی هوک و براون
- 73.....3-1-9-3- ضمیمه معیار هوک و براون
- 74.....3-2-9-3- معیار اصلاح شده هوک - براون برای سنگ بکر.....
- 75.....3-3-9-3- معیار هوک و براون برای توده سنگ
- 77.....3-10- معیار بیناویسکی برای ماده سنگ (1974)
- 79..... فصل چهارم
- 79..... خصوصیات مکانیکی سنگ بکر
- 80.....4-1- خصوصیات مکانیکی سنگ بکر یا ماده سنگ
- 80.....4-2- مفهوم شکست
- 82.....4-3- انواع مدول الاستیسیته
- 84.....4-4- منحنی کامل تنش کرنش سنگ
- 90.....4-5- عوامل مؤثر بر مقاومت سنگ در بارگذاری
- 90.....4-1-5-4- سرعت بارگذاری
- 91.....4-2-5-4- ابعاد نمونه
- 91.....4-3-5-4- خزش یا کریپ
- 93.....4-4-5-4- نوع ماشین مورد آزمایش
- 93.....4-5-5-4- رطوبت
- 95.....4-6- تأثیر فشار آب منافذ سنگ بر روی مقاومت آن
- 96.....4-7- رفتار شاخص سنگها در فشارهای محدود کننده
- 101.....4-8- خواص فیزیکی سنگ
- 105.....4-9- عوامل مؤثر بر رفتارهای مکانیکی سنگ
- 110.....4-10- تأثیر عوامل هوازدگی و دگرسانی بر رفتار سنگ
- 111.....4-11- تأثیرات حرارت بر مقاومت سنگ
- 116..... فصل پنجم
- 116..... ردهبندی مهندسی سنگ
- 117.....5-1- ردهبندی مهندسی سنگ بکر
- 119.....5-2- ردهبندی مهندسی سنگها در مکانیک سنگ

- 119 3-5- رده بندی سنگ بکر
- 127 4-5- رده بندی سنگ بکر بر اساس شکل منحنی تنش - کرنش آنها
- 128 5-5- رده بندی توده سنگ برای مقاصد مهندسی
- 133 6-5- رده بندی ژئومکانیک یا RMR
- 136 7-5- رده بندی Q
- 145 8-5- وجود ساختمانی بزرگ مقیاس یا مهم در داخل سنگها
- 146 1-8-5- سطوح لایه بندی
- 146 2-8-5- چینها
- 147 3-8-5- گسلها
- 147 4-8-5- زونهای برشی
- 148 5-8-5- دایکها
- 148 6-8-5- درزهها
- 152 9-5- روشهای بهسازی سنگ
- 154 فصل ششم
- 154 تنشهای درجا
- 155 1-6- تنشهای درجا یا طبیعی
- 156 2-6- تخمین تنشهای قائم و افقی در عمق زمین
- 157 3-6- تنشهای درجای افقی
- 158 1-3-6- قانون هیم
- 158 4-6- تئوری الاستیسته
- 160 5-6- عوامل مؤثر در وضعیت تنش درجا
- 160 1-5-6- توپوگرافی سطح زمین
- 161 2-5-6- فرسایش
- 162 3-5-6- مقدار تنش قائم پس از فرسایش
- 163 4-5-6- تنشهای تکتونیکی
- 165 5-5-6- تنشهای باقیمانده
- 165 6-5-6- تأثیر ساختمان زمین شناسی بر وضعیت تنش
- 166 6-6- روشهای اندازهگیری جهت و شدت تنشهای اولیه
- 169 فصل هفتم
- 169 توزیع تنش در اطراف کارهای معدنی
- 170 1-7- مقایسه بین جریان آب و مسیر تنشهای اصلی
- 175 2-7- ملاحظات در مورد فرمول توزیع تنش

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

175	7-3- توزیع تنش در اطراف کارهای معدنی بیضی شکل
177	فصل هشتم
177	شیبها در حفاریات معادن روباز
178	8-1- شکست شیبها
180	8-2- گسیختگی دایره‌های شکل پلهها
184	8-3- انواع شکست در شیب پلههای معادن روباز
187	8-4- فاکتورهای پایداری شیبهای معادن روباز
191	8-5- تعیین تنشها در شیبها
197	مراجع درس مکانیک سنگ

فصل اول

مقدمه

در نیمه دوم قرن گذشته روابط بین علوم کاربردی و تئوریک به طور چشمگیری افزایش یافته است. زیرا در حل بسیاری از مسائل برای دسترسی به یک نتیجه مطلوب و قابل اطمینان، همکاری‌های مشترک بین شاخه‌های مختلف علوم لازم و ضروری بود. یکی از نمونه‌های بارز چنین همکاری‌هایی علم مکانیک سنگ می‌باشد. احتیاج روز افزون جامعه بشری به مواد خام معدنی و منابع انرژی و لزوم استفاده از فضاها و زیرزمینی در مناطق مسکونی و شهرهای بزرگ و یا مقاصد نظامی باعث تولد شاخه-ای جدید از علوم مهندسی به نام مکانیک سنگ گردید. اولین تعریف جامع از مکانیک سنگ در سال 1966 توسط کمیته ملی مکانیک سنگ آمریکا ارائه گردید که در سال 1974 با تغییراتی به صورت زیر بیان شد [1]:

مکانیک سنگ¹: عبارت است از دانش نظری و عملی از رفتار مکانیکی سنگ یا آن بخش از علم مکانیک که به واکنش سنگ در برابر میدان‌های نیرو و از محیط فیزیکی اطراف مربوط می‌گردد. در حال حاضر اصول مکانیک سنگ و روش‌های تحلیلی آن کاربرد وسیعی در زمینه‌های مهندسی معدن، راه و ساختمان، زمین‌شناسی، نفت و ژئوفیزیک پیدا کرده است و سعی می‌شود که مسائل و مشکلات مربوط به طراحی در زمینه‌های فوق با استفاده و بکارگیری مبانی مکانیک سنگ حل شود، که در عمل شاهد نمونه‌های موفقیت آمیز بسیاری در این موارد هستیم. قبل از پرداختن به اصل موضوع بهتر است نگاهی کوتاه به گذشته روابط بین انسان و سنگ و همچنین تاریخچه مکانیک سنگ بنمائیم.

1-1- رابطه انسان و سنگ در طول تاریخ

تاریخ شروع حیات انسان در روی کره زمین در حدود یک و نیم میلیون سال تخمین زده شده است. که در مقایسه با سن چهار میلیارد و ششصد میلیون سالی کره خاکی خیلی ناچیز می‌باشد. انسان اولیه سال‌های سال به طور آزاد و ابتدائی می‌زیسته است و از حدود چهل هزار سال قبل است که به مفهوم امروزی شروع به زندگی کرده و برای تداوم آن و حفظ جان خود به حفر سنگ و درست کردن پناهگاه پرداخته است.

رابطه انسان با سنگ با غارنشینی، استفاده از سنگ و آلات سنگی (تبر و نیزه) جهت شکار و دفاع از خود شروع و تا به امروز به اشکال مختلف ادامه داشته و اهمیت این رابطه هر روز بیشتر و بیشتر شده

1- Rock Mechanics

است. وقتی در حدود ده هزار سال پیش انسان به زندگی کشاورزی روی آورد، موارد استفاده از سنگ نیز تنوع بیشتری پیدا کرد.

اولین یادبودهای سنگی در حدود شش هزار سال قبل با کنده‌کاری سنگ‌ها توسط انسان‌های آن زمان برای نسل‌های آینده به یادگار گذاشته شده است. طول این یادبودهای سنگی¹ بعضی وقت‌ها تا 25 متر نیز می‌رسد، که به صورتی نه چندان ظریف کار شده است و نشان می‌دهد که انسان‌های آن دوره سنگ را به عنوان یک میراث گران‌بها و قابل اطمینان و ماندنی برای نسل‌های بعد از خود انتخاب کرده‌اند. زیرا انسان‌های آن روزی سنگ را سنبل متانت، سنگینی و دوام دانسته و به علت سختی و صلابت به آن دل بسته و آنرا مورد اعتماد و اطمینان خود قرار داده است. موارد استفاده از خواص فوق در طول زمان افزایش یافته به طوریکه بجز استفاده مادی از سنگ یک سری دل‌بستگی‌ها و اعتقادات معنوی نسبت به آن در انسان بوجود آمده بطوریکه از آن انتظار برکت، شانس، خوشبختی و سلامتی و سحر و جادو داشته است که سنگ شانس، سنگ جادو، سنگ شفا، سنگ طلسم، سنگ فال، سنگ صبور از آن جمله بوده و از طرف دیگر تقریباً در تمامی ادیان، سنگ جایگاه مخصوص و مقدسی دارد.

بطور خلاصه انسان از بدو حیات دنبال سنگ گشته، آنرا پیدا کرده و به آن پناه برده و روی آن کار کرده و همیشه بیشتر از معیارهای مادی برای آن ارزش قائل بوده است بطوریکه پس از مرگ نیز برای اینکه فراموش نشود بر سر قبر خود قطعه‌ای سنگ می‌گذارد، و یا مرده‌های خود را در دل سنگ دفن می‌کند. قدیمی‌ترین معدن شناخته شده دنیا متعلق به چهل هزار سال قبل از میلاد در نواحی سوازیلند آفریقای جنوبی است که از آن هماتیت (سنگ اُخرا) استخراج شده است. برای این منظور استخوان‌های حیوانات و سنگ‌های تیز بکار گرفته می‌شده است. با پیدایش سنگ چخماق² عصر حجر شروع می‌شود، سومریان در حدود 4000 سال قبل از میلاد مس را پیدا می‌کنند و مصریان دو هزار و نه صد سال قبل از میلاد با استفاده از اسکنه‌ها و قلم‌های مسی سنگ‌های مورد استفاده در اهرام مصر را شکل می‌دهند و تونل‌های زیر آنها را که یکی از بزرگترین آنها به طول 245 متر است در داخل گرانیث حفر می‌کنند [2]. داستان معدنکاری انسان برای اولین بار در سال 1956 توسط آگری کولا³ (نام دیگر جرج بانوئر) در کتابی تحت عنوان دمتالیکا⁴ مورد بحث و بررسی قرار گرفته است این کتاب برای مدت‌های مدید بعنوان مرجع مهندسی معدن مورد استفاده معدنچیان در نقاط مختلف دنیا قرار گرفته و باعث گسترش هر چه

1- Megalith

2- Flint

3- Agricola (George Bauer)

4- De Re Metallica

بیشتر این علم شده است. قابل ذکر است که اولین اطلاعات مربوط به مکانیک سنگ نیز از معدنکاری سرچشمه گرفته است [3].

1-2- تولد و توسعه علم مکانیک سنگ

همانطوریکه در مقدمه نیز ذکر شد از موادی که برای بار اول اطمینان انسان را به خود جلب کرد ماده سنگ بود و این اعتماد و اطمینان بعدها به مرور زمان به توده سنگ نیز به عنوان پی و یا پناهگاه گسترش یافت و با گذشت زمان دامنه این اعتماد و اطمینان آنقدر گسترش یافت که در حین ساختمان و یا حفر تونل رسیدن به سنگ و یا دست‌یابی به آن در حفاریات سطحی و زیرزمینی به صورت یک هدف در آمده بود و بدون هیچ گونه اندازه‌گیری خواص مکانیکی، سنگ را محکم و مقاوم فرض می‌کردند. این اعتماد و اطمینان برای سال‌های مدید ادامه داشت تا اینکه در اواسط قرن گذشته با تخریب دیواره‌های سنگی مخازن سدهای واجنت¹ در ایتالیا با بیش از 2000 کشته و مالپاست² فرانسه در سال 1959 که اولی به علت لغزش زمین و دومی به علت جابه‌جائی بلوک‌های سنگی پی آن اتفاق افتاد، مورد سوال قرار گرفت [4].

در صورتی که این شک و تردید و عدم اطمینان در مورد خاک (زمین) که نتیجه تخریب و تجزیه در سنگ‌ها است از سال‌های خیلی پیش شروع شده بود و باعث بوجود آمدن علم مکانیک خاک³ و بسط و توسعه آن شده بود (تئوری کولمب در مورد خاک در سال 1773).

در صورتیکه اولین مطالعه علمی در مورد توزیع تنش در محیط سنگی یک‌صد سال بعد توسط رزی‌ها صورت گرفته است [5].

بعد از جنگ جهانی دوم به موازات پیشرفت‌های حاصل در صنایع و علوم مختلف احتیاج به مواد اولیه معدنی هر روز افزایش یافته و عمق معادن و ابعاد آنها نیز بیشتر شد به طوری که بارهای وارده از طرف انسان بر سنگ، بالغ بر 8 تا 10 برابر افزایش یافته و ابعاد کارهای زیرزمینی نیز بیش از 4 تا 5 برابر بزرگتر شده بود. اینها عواملی بودند که لزوم مطالعه خواص مکانیکی و عکس‌العمل سنگ‌ها را در مقابل شرایط جدید ضروری می‌ساختند به عبارت دیگر وقتی حفاریات روباز و زیرزمینی به چنین ابعادی رسیدند دیگر امکان بکارگیری سنگ‌ها بدون اندازه‌گیری خواص مکانیکی آنها منطقی به نظر نمی‌رسید.

1- Vajont
2- Malpaset
3- Soil Mechanics

تغییر شکل پذیری سنگ‌ها توسط دیوید گریگ¹ در سال 1936 مورد مطالعه قرار گرفت و در سال 1946 یعنی یک سال پس از تشکیل کمیته‌ای جهت تحقیق در مورد تغییر شکل پذیری سنگ‌ها در آمریکا، اداره معادن این کشور اولین استانداردهای خود را در مورد چگونگی اندازه‌گیری خواص مکانیکی سنگ‌ها منتشر نمود.

به عبارت دیگر مطالعات آزمایشگاهی و درجا در مورد اندازه‌گیری خواص مکانیکی سنگ در ارتباط با پروژه‌های مهندسی پس از سال 1945 شروع شد (راس - ایچینگر² سال 1949). در سال 1951 فعالیت‌های خیلی مؤثری در مورد مکانیک سنگ در مدرسه مهندسی معدن کلرادو³ آغاز شد و در همین سال اولین سمپوزیوم چال زنی و حفاری و آتشیاری در آمریکا برگزار شد و هم زمان با آن اولین سمپوزیوم مکانیک سنگ از طرف انجمن ژئومکانیک اتریش در سالزبورگ تشکیل گردید. در این سال‌ها (1945-1952) افرادی که به نوعی با مسائل مهندسی مربوط به سنگ سروکار داشتند به رهبری لیوینگتن⁴ در آمریکا و جی - استینی⁵ در اروپا، سعی در گردآوری افراد ذیربط و اعلام استقلال رشته مکانیک سنگ نمودند. تا اینکه در سال 1962 انجمن بین المللی مکانیک سنگ⁶ به سرکردگی لئوپولد مولر⁷ آلمانی تشکیل شد. اولین کنفرانس بین المللی مکانیک سنگ در سال 1966 در شهر لیسبون تشکیل شد که از آن تاریخ به بعد هر 4 سال یکبار تکرار می‌شود. کنگره‌ها و سمینارهای مشابهی در کشورهای مختلف دنیا همه ساله در ارتباط با مکانیک سنگ برگزار می‌شود. از جمله سمپوزیم مکانیک سنگ آمریکا، اروپا (یوروراک)، کنفرانس مکانیک سنگ آسیا، کنفرانس مکانیک سنگ ایران و ...

مکانیک سنگ به عنوان یک درس مستقل پس از سال 1960 در بعضی کشورها در رشته‌های مهندسی معدن و ساختمان شروع به تدریس گردید. در ایران نیز این رشته برای اولین بار در سال 1371 در دانشگاه صنعتی امیرکبیر در برنامه درسی رشته‌های مهندسی معدن قرار گرفت، که امروزه به رشته‌های دیگر از جمله مهندسی عمران و نفت نیز گسترش یافته است. در حدود چهل سالی که از اعلام استقلال مکانیک سنگ به عنوان یک علم مستقل می‌گذرد پیشرفت‌های خیلی زیادی در این زمینه حاصل شده است، به طوریکه در مسائل مربوط به معدنکاری و حفاریات سطحی و زیرزمینی به طور موفقیت‌آمیزی

1- David Griggs

2- Rose-eichinger

3- Colorado school of mines

4- Livingston

5- J-Stini

6- ISRM

7- L.Muller

از آن استفاده می‌شود. شاید این جمله بیناویسکی¹ که تکنولوژی در چهل سال اخیر بیشتر از چهار هزار سال گذشته پیشرفت کرده است، بیشتر از هر علمی در مورد مکانیک سنگ صادق باشد [2].

1-3- زمین‌های بکارگیری مکانیک سنگ

هر روز که می‌گذرد زمین‌های جدیدی برای استفاده و بکارگیری اصول و مبانی مکانیک سنگ ایجاد می‌شود مهمترین زمین‌های بکارگیری مکانیک سنگ عبارتند از:

- زیرزمینی (زغال): طراحی کارگاه، اطاق و پایه، گالری‌ها و چاه، انفجار سنگ و انفجار زغال و گاز
 - معدنکاری - زیرزمینی (فلزی و غیرفلزی): طراحی گالری، کارگاه و پایه، قابلیت تخریب کارگاه و انفجار سنگ
 - سطحی: چال زنی، انفجار، قابلیت حفاری، پایداری شیب پله‌ها، زهکشی
 - حمل و نقل: تونل‌های جاده‌ای، راه‌آهن، تونل‌های شهری (مترو) و ایستگاه‌ها، پیاده‌روها و تونل کانال
 - انرژی: نیروگاه‌های زیرزمینی (هیدرولیک - اتمی)، انبارهای زیرزمینی ذخیره نفت و گاز، دفن زباله‌های اتمی، انرژی زمین گرمایی² و سد سازی
 - نفت: حفاری، شکافت هیدرولیکی³، استخراج شیل‌های نفتی و استخراج نفت به روش معدنکاری
 - خدمات: انتقال آب، تأسیسات تصفیه خانه و آبرسانی، فاضلاب، تونل‌های عبور لوله، کابل
 - نظامی: آشیانه موشک‌های استراتژیک، تأسیسات نظامی زیرزمینی و پناهگاه‌ها
 - مسکن: خانه‌های زیرزمینی، اداره، انبار و کارخانه
 - کاربردهای جدید: کشف فضا، پیش‌بینی زلزله، معدنکاری به روش کنترل از راه دور و درجا، تونل‌های زیر اقیانوسی برای انتقال نفت و حفره‌های زیرزمینی بزرگ جهت پناهگاه‌های غیر نظامی با دهانه بیش از 100 متر
- از میان وظایف متعدد مهندسين برای مقاصد برنامه‌ریزی، طراحی و اجرای کار در زمین‌های کاربردی فوق‌الذکر بسته به نوع کار، یک یا چند مورد زیر که نیاز مبرمی به داده‌های مکانیک سنگی دارند، باید بررسی شوند.

1- Bieniawski

2- Geothermal Energy

3- Hydraulic Fracturing

ارزیابی کمی مخاطرات زمین‌شناسی (گسل‌ها، انفجار هوا، انفجار سنگ، زمین لغزش) انتخاب و آماده‌سازی مواد سنگی و مصالح ساختمانی (نگهداری تسلیم پذیر، آستر بندی خاص، مصالح بتنی)

ارزیابی قابلیت حفاری و چالزنی در سنگ‌ها و طراحی دستگاه‌ها و تجهیزات حفاری (انتخاب تجهیزات حفاری، طراحی تیغه‌های مناسب، تأثیر حرارت‌های بالا و خوردگی) انتخاب شکل سازه زیرزمینی و ساختمان کلی¹ آنها (ساختمان کلی، شکل مقطع، ابعاد، جهت و امتداد عمق حفاری، پرده آب‌بند و پایداری)

تحلیل تغییر شکل سنگ‌ها (پشتیبانی از برنامه ابزاربندی، طراحی تفصیلی، ابزاربندی سطوح شیبدار، طراحی و ابزاربندی و پایش نشست زمین)

تحلیل پایداری سنگ‌ها (جلوگیری از انفجار هوا و رقت، تونل دسترسی و کارگاه‌ها، سقف و کف و دیواره‌ها، نشست زمین، تأثیر حرارت‌های بسیار بالا و پائین $200^{\circ}C$ ، پایداری دیواره چاه‌ها و گمانه‌های عمیق در داخل سنگ شیل و تعیین طول آستر بندی گمانه‌ها) مدیریت و کنترل پروسه‌های آتشیاری (اجتناب از انفجارهای زودرس، کنترل حفاری اضافی و ارتعاشات)

طراحی سیستم نگهداری (گالری‌های حمل و نقل، پیچ سنگ² و شاتکریت³ (بتون پاشی)، انتخاب نگهداری دائم و موقت، طراحی بلند مدت، پایداری شیروانی‌ها، چاه‌ها و خاکریز) شکافت هیدرولیکی (معدنکاری انحلال، افزایش نفوذپذیری، توسعه سنگ‌های خشک و گرم، تکنیک‌های جدید و ذخیره‌سازی)

نحوه صحیح بدست آوردن اطلاعات مورد بحث در بالا در کشورهای مختلف مقداری با هم متفاوت بوده و طبق استانداردهای آن کشورها صورت می‌گیرد. در این رابطه بهتر است از روش‌های پیشنهادی انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ استفاده شود [6].

1- Layout
2-Rock Bolt
3-Shout Crete

فصل دوم

وضعیت تنش در یک نقطه

1-2- وضعیت تنش در یک نقطه

اطلاع از مکانیک اجسام جامد شکل پذیر این امکان را می دهد که توسط روش های ریاضی، توزیع تنش و جابجایی های نسبی که در داخل یک جسم تحت تاثیر بارها و یا نیروهای وارده ایجاد می شود را حساب کرد. تعیین توزیع تنش و تغییر شکل در داخل جسم به مهندس این امکان را می دهد که پیش-بینی نماید در یک نقطه معین در داخل جسم و یا سطح آن وقتی که جسم مزبور تحت تاثیر شرایط بارگذاری معینی قرار می گیرد چه می گذرد. برای انجام یک چنین تحلیلی بایستی شکل جسم، شرایط بارگذاری و خواص مکانیکی ماده تشکیل دهنده جسم جامد مشخص باشد. در حل مسائل عملی (مسائل کاربردی) هر سه فاکتور فوق الذکر ممکن است چنان پیچیده باشند که تعیین توزیع تنش و تغییر شکل خیلی مشکل و یا غیر ممکن باشد. بنابراین مسئله را می توان تا اندازه ای ساده و ایده آل در نظر گرفت.

تقریباً تمام توضیحاتی که در مورد اجسام جامد شکل پذیر ارائه شده همگی بر مبنای تئوری محیط های پیوسته¹ می باشد. در این تئوری ساختمان مولکولی جسم نادیده گرفته شده و با یک محیط پیوسته معادل فرضی که رفتار آن به مفهوم ریاضی در تمام نقاط یکسان است جایگزین شده است. بنابراین مسئله براساس جابه جایی متوسط نقاط درون جسم نسبت به یکدیگر حل می شود و نه براساس جابه جایی مولکول های جسم نسبت به یکدیگر. خواص مکانیکی جسم معادلی که در فوق تعریف شد فرض می شود که در تمام نقاط جسم یکسان است. موادی که دارای چنین خاصیتی باشند هموزن²، همگن یا متجانس نامیده می شوند.

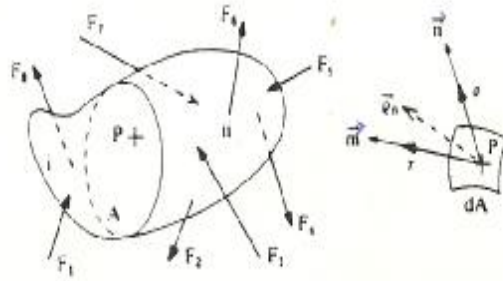
یکی دیگر از موارد ساده کردن مسئله این است که فرض می شود خواص مکانیکی جسم در هر نقطه از آن در تمام جهات یکسان است. اجسامی که چنین خواص مکانیکی از خودشان نشان می دهند همسانگرد³ خوانده می شوند. اگر چنانچه خواص مکانیکی جسم در هر نقطه و در جهات مختلف یکسان نباشند این جسم از نظر رفتار ناهمسانگرد⁴ خوانده می شوند. جسم جامدی را مانند شکل (1-2) در نظر بگیرید که تحت تاثیر نیروهای مؤثر خارجی در حال تعادل است.

1- Continuum Theory

2- Homogeneous

3- Isotropic

4- Anisotropic



شکل 2-1- یک جسم جامد در حال تعادل تحت تأثیر نیروهای خارجی

تصور کنید که این جسم توسط یک صفحه فرضی مثل A به دو قسمت تقسیم شده باشد. از حالت تعادل موجود در کل جسم نتیجه‌گیری می‌شود که هر یک از قسمت‌های \vec{i} و \vec{ii} در شکل (2-1) نیز بایستی در حال تعادل باشند. اما چون نیروهای خارجی مؤثر بر هر یک از قسمت‌های \vec{i} و \vec{ii} به طور جداگانه حالت تعادل را ایجاد نمی‌کنند این دو قسمت وقتی می‌توانند در حال تعادل باشند که نیروهای داخلی در سطح فرضی A اثر نمایند. برآیند نیروهای داخلی مؤثر بر سطح A را می‌توان از شرایط تعادل موجود در هر یک از دو قسمت فوق بدست آورد به گفته دیگر برآیند نیروهای داخلی مؤثر بر سطح A مساوی برآیند نیروهای خارجی مؤثر بر هر یک از دو قسمت \vec{i} و \vec{ii} بوده ولی در جهت عکس آن عمل می‌نماید. نیروهای داخلی معمولاً به صورت پیوسته در سطح مفروض توزیع شده‌اند. شدت نیروهای داخلی به صورت خارج قسمت نیروی مؤثر بر واحد سطح بیان شده و تنش¹ نامیده می‌شود.

برای تعریف تنش با یک مفهوم ریاضی لازم است قسمت کوچک ΔA از صفحه فرضی A حول نقطه P در نظر گرفته شود. این صفحه کوچک کاملاً با صفحه مماس به سطح در نقطه P مطابقت دارد. بنابراین صفحه کوچک اولیه² ΔA را می‌توان با بردار واحد \vec{n} عمود بر صفحه مماس در نقطه P مشخص کرد. اگر سطح اولیه المانی کوچک باشد، می‌توان نوشت: $\lim_{\Delta A \rightarrow 0} \Delta A = dA$ و نیروی داخلی مؤثر بر سطح آن را ثابت فرض کرد. با نشان دادن نیروی مؤثر داخلی بر سطح کوچک اولیه با $\lim_{\Delta F \rightarrow 0} \Delta \vec{F} = d\vec{F}$ می‌توان مقدار تنش در سطح کوچک ΔA را با تقسیم کردن نیرو بر سطح حساب کرد [7].

$$\vec{T}_n = \lim_{\Delta A \rightarrow 0} \frac{\Delta \vec{F}}{\Delta A} = \frac{d\vec{F}}{dA}$$

روشن است که تنش یک کمیت برداری بوده که بزرگی آن برابر $|\vec{T}_n|$ و جهت آن موازی $d\vec{F}$ است. که در آن \vec{T}_n بردار تنشی است که بر سطح صفحه فرضی، که بردار عمود بر آن در جهت بردار نرمال

1- Stress
2- Elementary

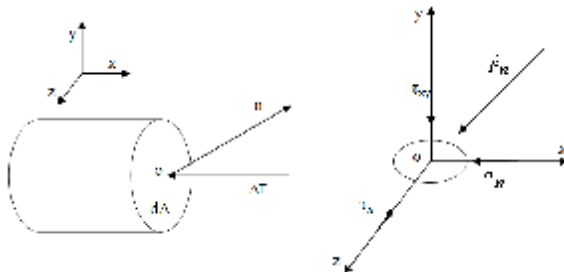
واحد \dot{n} است، اثر می‌نماید. در مکانیک مهندسی بردار تنش معمولاً به دو مؤلفه به نام‌های تنش عمودی¹ (σ) به موازات بردار نرمال واحد \dot{n} و تنش برشی² (τ) مؤثر بر سطح صفحه کوچک اولیه و به موازات بردار مماس یکه \dot{m} تجزیه می‌شود.

$$\sigma = \text{مساحت صفحه} / \text{نیروی عمود بر صفحه} = \text{تنش قائم}$$

$$\tau = \text{مساحت صفحه} / \text{نیروی برشی مؤثر بر صفحه} = \text{تنش برشی}$$

واضح است که وقتی جسم توسط صفحات فرضی دیگری که همگی از نقطه P می‌گذرند قطع گردد، مقدار و جهت نیروهای داخلی فرق خواهند کرد. بنابراین تنش در یک نقطه به جهت و امتداد صفحه فرضی بستگی دارد.

گروه کامل مؤلفه‌های تنش که بر سطح کوچک اولیه dA در جهت‌های معینی در اطراف یک نقطه اثر می‌کنند، را حالت تنش³ در این نقطه می‌نامند و هدف از آنالیز تنش این است که در هر نقطه از داخل جسم حالت تنش را تعیین نمایند.



شکل 2-2- موقعیت المان مورد نظر نسبت به محورهای مختصات

اگر دستگاه محورهای مختصات در شکل (2-2) را به عنوان مرجع قبول کنیم و بردار واحد \dot{n} را با محور OX هم جهت انتخاب کنیم، آنگاه \dot{T}_x بردار تنش را در صفحه‌ای که عمود بر آن با محور X هم جهت و منطبق باشد را نشان می‌دهد. بردار مزبور در جهت محورهای X، Y و Z دارای سه مؤلفه تنش τ_{xz} ، τ_{xy} ، σ_x می‌باشد. سطح A که در صفحه Y-Z قرار گرفته، بر محور OX عمود بوده و تنش مؤثر در این جهت را تنش قائم (نرمال) گویند و با σ_x نشان داده می‌شود. مؤلفه‌های تنش t_{xz} ، t_{xy} که با سطح کوچک اولیه در یک صفحه قرار دارند تنش‌های برشی هستند و در صفحه‌ای از جسم که A در آن قرار گرفته باعث پارگی و لغزش می‌شوند.

1- Normal Stress
2- Shear Stress
3- State of Stress

اگر جهت OX عمود بر سطح صفحه کاغذ قبول شود در صورتیکه با انگشت به نقطه 0 فشار دهیم تنش s_x حاصل را تنش فشاری و در صورتیکه نقطه روی کاغذ را به طرف خود بکشیم آنرا تنش کششی می‌گوییم.

اگر چنانچه جهت عمود بر صفحه یعنی \hat{n} با محور OY یکی فرض شود یعنی سطح مفروض در صفحه ZX قرار گیرد مؤلفه‌های بردار \vec{P}_n مقادیر t_{yz}, t_{yx}, s_y خواهند بود و اگر بردار واحد \hat{n} با محور OZ هم جهت فرض شود یعنی سطح مفروض در صفحه XY قرار گیرد مؤلفه‌های تنش t_{zy}, t_{zx}, s_z خواهند بود.

تانسور تنش زیر حالت تنش در نقطه 0 که عبارت است از مؤلفه‌های تنش در صفحات عمود بر محورهای X، Y و Z است را به طور کامل نشان می‌دهد.

$$[s]_{xyz} = \begin{bmatrix} s_{xx} & t_{xy} & t_{xz} \\ t_{yx} & s_{yy} & t_{yz} \\ t_{zx} & t_{zy} & s_{zz} \end{bmatrix}$$

دلایل عمده برای مطالعه تنش در مکانیک سنگ:

سه دلیل عمده برای شناخت تنش‌های موجود در داخل سنگ توسط یک مهندس وجود دارد:

- 1- در زمین تنش‌های اولیه‌ای وجود دارد که بایستی هم به طور مستقیم و هم به عنوان حالت تنشی که برای آنالیز و طراحی مورد استفاده قرار می‌گیرند شناسایی شوند.
- 2- در اثر اجرای یک پروژه مهندسی حالت تنش می‌تواند به طور عمده تغییر کند و چون سنگی که قبلاً تنش‌ها را تحمل می‌کرد حفاری شده لذا تنش‌ها توسط قسمت‌های دیگر تحمل می‌شود هم چنین همه معیارهای شکست براساس تنش و یا تغییر شکل بیان شده‌اند.
- 3- تنش یک اصطلاح مأنوس و شناخته شده برای همگان نبوده و یک کمیت تانسوری است که در زندگی روزمره کمتر به کار گرفته می‌شود. تانسور درجه دوم که در مورد آن بحث خواهد شده شامل خواص زیر است:

- تعداد 9 عدد مؤلفه تنش دارد که 6 تای آنها مستقل هستند
- مقادیری که خصوصیات نقطه را نشان می‌دهد
- مقادیری که بستگی به جهت نسبت به دسته‌ای از محورهای مرجع دارد
- تعداد 6 مؤلفه از 9 مؤلفه در یک جهت خاص برابر صفر است
- تعداد 3 عدد مؤلفه اصلی دارد

- نیاز به کاهش مؤلفه‌ها: به دلیل اینکه عموماً نمی‌توان دو یا چند تانسور را به میانگین گیری تنش‌های اصلی مربوط کرد

کمیت اسکالر¹: کمیتی است که فقط مقدار دارد. مقدارش مستقل از جهتش است. مثل دما، زمان، جرم (درجه، ثانیه، کیلوگرم)، انرژی، کار، (کمیت اسکالر با تانسور درجه صفر هم ارز است).
 کمیت برداری²: کمیتی است که دارای جهت و مقدار می‌باشد. مثل نیرو، شتاب و فرکانس شکستگی‌ها در طول خط برداشت. مثلاً مؤلفه‌های x , y و z که جهت و مقدار را نشان می‌دهند (کمیت برداری با تانسور درجه اول که مقدار و جهت را در دو بعد نشان می‌دهد، هم ارز است).
 کمیت تانسوری³: کمیتی است که شامل مقدار، جهت و صفحه‌ای است که در مورد آن بحث می‌شود: تنش، کرنش، نفوذ پذیری و ممان اینرسی (کمیت تانسوری را با تانسور درجه دو نشان می‌دهند).
 تفاوت بین کمیت‌های تانسوری و اسکالر هم در ظاهر و هم در روابط ریاضی وجود دارد. برای اجتناب از خطاهای ریاضی و مهندسی بایستی تفاوت‌های مزبور به خوبی درک و شناخته شوند.
 تنش عبارت است از نسبت نیرو بر سطح و طبق قانون اول حرکت نیوتن (1643-1727)، نیرو (F) به صورت حاصلضرب جرم (M) در شتاب (a) تعریف می‌شود.

$$F = m.a$$

نیرو در سیستم SI با نیوتن (N) تعریف می‌شود و عبارت است از نیرویی که در جرم 1 کیلوگرم شتاب $1 (m/s^2)$ را ایجاد می‌کند.

$$F = 1 (N) = 1 (Kg) \times 1 (m/s^2) = Kg.m/s^2$$

در مورد زمین شتاب مورد نظر شتاب ثقل است. $a = g = 9.8 (m/s^2)$ ، بنابراین جرم 1 کیلوگرم نیروی زیر را ایجاد می‌کند.

$$F_{earth} = 1 (Kg) \times 9.8 (m/s^2) = 9.8 (N)$$

در صورتی که نیروی 1 نیوتن بر سطح 1 متر مربع اثر کند تنش مزبور پاسکال نامیده می‌شود. در کاربرد های مهندسی تنش مزبور بسیار کوچک می‌باشد و به جای آن از $10^6 (Pa) = 1 (MPa)$ استفاده می‌شود.

$$1 (MPa) = 145.05 (Psi) = 10.197 \left(\frac{Kg.force}{Cm^2} \right)$$

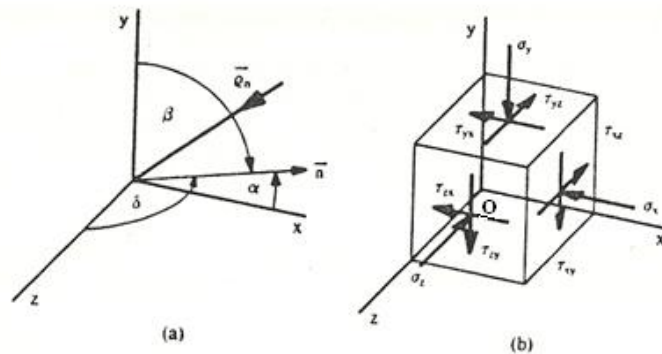
تنش‌های موجود در سنگ به دو گروه تنش‌های اولیه¹ و تنش‌های القایی² تقسیم می‌شوند. در مسایل مکانیک سنگ برای یک میدان تنش معین محاسبه مقادیر زیر لازم است.

1- Scaler
 2- Vector
 3- Tensor

- تنش‌های اصلی و جهت آنها
 - حداکثر تنش برشی و جهت آن
 - تنش‌های قائم و برشی مؤثر بر یک صفحه معین
- در شکل (3-2) بر روی یک المان مکعبی شکل که نقطه O را در بر گرفته و یال‌های آن به موازات محورهای x, y و z قرار دارد حالت تنش نشان داده شده است. برای ایجاد تعادل ممان (چرخش) در المان مزبور لازم است.

$$t_{xy} = t_{yx} \quad , \quad t_{xz} = t_{zx} \quad , \quad t_{yz} = t_{zy}$$

بنابراین برای بیان حالت تنش در یک نقطه دانستن شش مؤلفه تنش کافی خواهد بود.



شکل 3-2- مؤلفه‌های تنش بر روی المان مکعبی شکل و زوایای بردار واحد \hat{n} نسبت به محورهای مختصات

همانطوریکه بعداً ملاحظه خواهد شد در حالت دو بعدی (صفحه) دانستن 3 مؤلفه تنش در یک نقطه برای بیان حالت تنش کافی خواهد بود. این سه مؤلفه تنش عبارتند از:

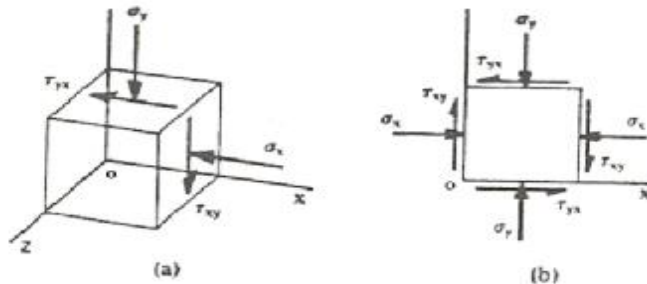
$$s_{xx} \quad , \quad s_{yy} \quad , \quad t_{xy}$$

در مکانیک سنگ مثل مکانیک خاک و زمین‌شناسی ساختمانی و سایر علوم مشابه تنش فشاری با علامت مثبت (+) فرض می‌شود زیرا در مسائل مکانیک سنگ تنش‌هایی که با آنها سر و کار داریم اغلب از نوع فشاری هستند مثل فشار طبقات، تنش‌های افقی، تنش‌های قائم که باعث چسبیدن ناپیوستگی بهم می‌شوند، فشار آب منافذ و غیره. در شکل (3-2) بردار عمود بر سطح وجه‌های المان مکعبی شکل منطبق بر محورهای مختصات انتخاب شده و مؤلفه‌های تنش که حالت تنش در یک نقطه را مشخص کنند مطابق با جهت مثبت اختیار شده و بر روی المان مزبور نشان داده شده‌اند. در یک سطح مثبت که

1- Natural Stress
2- Induced Stress

مؤلفه تنش عمود مؤثر بر آن هم‌سو با جهت مثبت محورهای تنش‌های برشی مثبت در جهت مثبت محورها اثر می‌کند. در سطوحی که عمود بر آن در جهت منفی محورهای تنش‌های مثبت برشی در جهت عکس محورها اثر می‌کنند این تعیین علامت در حالت تنش‌های صفحه‌ای (دو بعدی) راحت‌تر توجیه می‌شود.

به عنوان مثال در سطحی که عمود بر آن در امتداد (+OX) می‌باشد تنش برشی t_{xy} مؤثر بر سطح در جهت (+OY) خواهد بود.



شکل 2-4- مؤلفه‌های تنش در اجسام دو بعدی

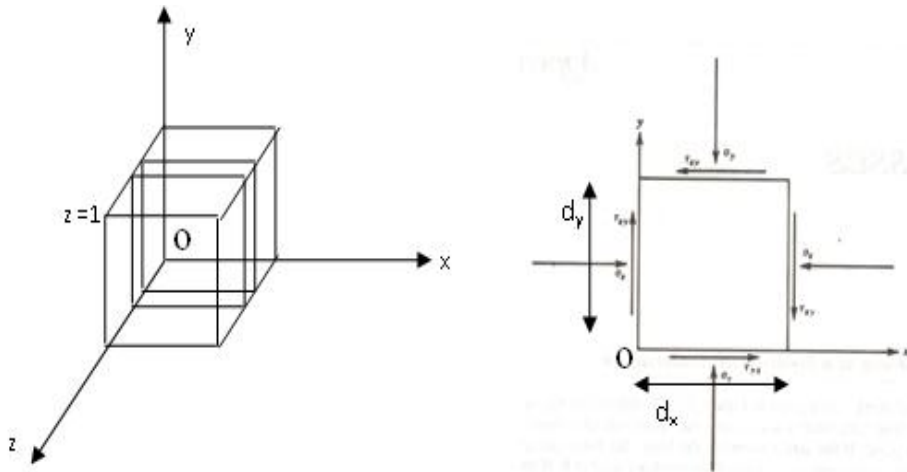
تنش‌های فشاری مثبت و تنش‌های کششی منفی فرض می‌شوند و تنش‌های مثبت برشی در شکل (2-4) نشان داده شده‌اند. زیرنویس (اندیس) در حالت تنش قائم، محوری از دستگاه مختصات را نشان می‌دهد که بر سطحی از المان که تنش بر روی آن نشان داده شده عمود باشد. در حالت تنش برشی از یک اندیس دو حرفی استفاده می‌شود. اولی محوری را که بر سطح مزبور (وجه) عمود است و تنش t بر آن اثر می‌کند را نشان می‌دهد در صورتیکه اندیس دوم جهت تنش برشی را مشخص می‌کند.

2-2- تنش در اجسام دو بعدی (تنش صفحه‌ای)¹

در صورتیکه تمامی بردارهای تنش در یک صفحه قرار داشته باشند تعیین حالت تنش در یک نقطه خیلی آسان‌تر می‌شود. اگر چنین شرایطی در هر نقطه از داخل جسم در نظر گرفته شود یک حالت تنش صفحه‌ای (دو بعدی) بوجود خواهد آمد. در صورتیکه حالت تنش دو بعدی در نظر گرفته شود تمامی نیروهای خارجی مؤثر بر جسم در صفحه X-Y اثر خواهد کرد و جسم مورد نظر فرض می‌شود بین دو صفحه به موازات X-Y که به فواصل مساوی در دو طرف آن قرار گرفته‌اند محدود شده است. ضخامت جسم در امتداد محور Zها در مقایسه با ابعاد آن در امتداد دو محور دیگر کوچک بوده و قابل اغماض است.

1- Plane Stress

در نتیجه فرض آخر تغییرات نیروهای داخلی در امتداد محور Z خیلی کوچک بوده و (در صورتیکه ضخامت به اندازه کافی کوچک فرض شود) می‌توان آنرا مستقل از Z فرض کرد.



شکل 2-5- شرایط تعادل در المان صفحه‌ای

در شکل فوق اگر المان مربعی شکل در حال تعادل باشد بایستی نیروهای حاصل از تنش‌های مؤثر به وجوه آن نیز متعادل باشند، به این ترتیب برای ایجاد تعادل اگر حول نقطه O ممان گرفته شود خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \sum M_o &= 0 \\ \Rightarrow t_{xy} \cdot dy \cdot \frac{dx}{2} - t_{yx} \cdot dx \cdot \frac{dy}{2} + t_{xy} \cdot dy \cdot \frac{dx}{2} - t_{yx} \cdot dx \cdot \frac{dy}{2} &= 0 \\ \Rightarrow t_{xy} \cdot dy \cdot dx &= t_{yx} \cdot dx \cdot dy \\ \Rightarrow t_{xy} &= t_{yx} \end{aligned}$$

محاسبه تنش‌های برشی و قائم مؤثر بر هر نقطه از جسم

فرض کنیم که المانی صفحه‌ای مثل شکل (b-2-6) تحت تأثیر تنش‌های مختلفی قرار گرفته باشد می‌خواهیم تنش‌های قائم و برشی مؤثر بر صفحه‌ای که عمود بر آن با محور Xها زاویه q می‌سازد را حساب کنیم. ضخامت المان مزبور واحد فرض می‌شود [7].
با نوشتن معادلات تعادل خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ \sum F_y &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} r_{nx}.dl = s_x.dy + t_{yx}.dx \\ r_{ny}.dl = s_y.dx + t_{xy}.dy \end{cases} \quad (1-2)$$

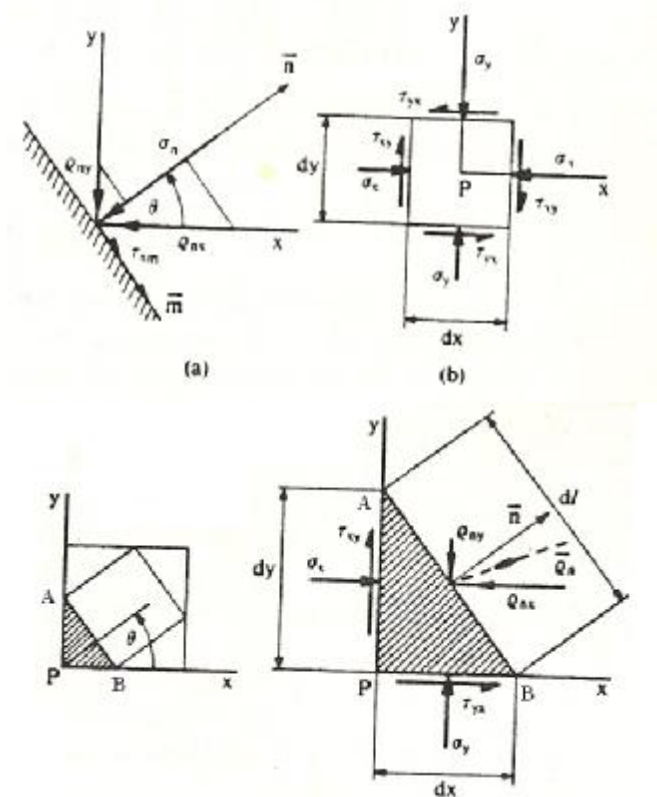
با توجه به مثلث PAB در شکل (6-2) برای زاویه q خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} dx &= dl.\sin q \\ dy &= dl.\cos q \end{aligned} \quad (1-3)$$

و با جایگذاری روابط (1-3) در رابطه (1-2) خواهیم داشت:

$$\begin{cases} r_{nx} = s_x.\cos q + t_{yx}.\sin q \\ r_{ny} = s_y.\sin q + t_{xy}.\cos q \end{cases} \quad (1-4)$$

مؤلفه‌های قائم و افقی بردار تنش در صفحه مورد نظر یعنی s و t را می‌توان با تجزیه بردارهای p_{nx} و p_{ny} در امتداد صفحه و امتداد قائم بر آن بدست آورد و آنها را با هم جمع کرد.



شکل 6-2- نحوی محاسبه تنش قائم و برشی مؤثر بر هر نقطه در داخل یک جسم

(1-5)

حال به جای مقادیر r_{nx} و r_{ny} در رابطه (1-5) از رابطه (1-4) قرار می‌دهیم:

$$\begin{cases} s = (s_x \cdot \cos q + t_{yx} \cdot \sin q) \cdot \cos q + (s_y \cdot \sin q + t_{xy} \cdot \cos q) \cdot \sin q \\ t = (s_y \cdot \sin q + t_{xy} \cdot \cos q) \cdot \cos q - (s_x \cdot \cos q + t_{yx} \cdot \sin q) \cdot \sin q \end{cases}$$

$$\begin{cases} s = s_x \cdot \cos^2 q + s_y \cdot \sin^2 q + t_{yx} \cdot \sin q \cdot \cos q + t_{xy} \cdot \sin q \cdot \cos q \\ t = (s_y - s_x) \cdot \sin q \cdot \cos q + t_{xy} \cdot \cos^2 q - t_{yx} \cdot \sin^2 q \end{cases}$$

و از آنجا که $t_{xy} = t_{yx}$ است و طبق روابط مثلثاتی زیر:

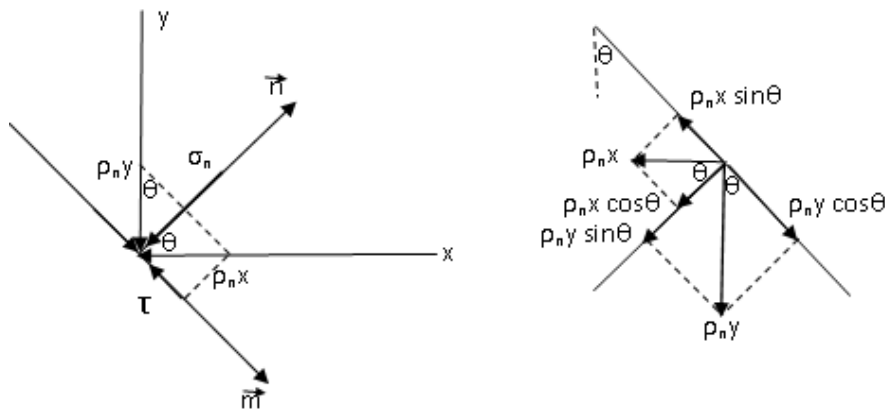
$$\begin{cases} \cos^2 q - \sin^2 q = \cos 2q \\ \sin 2q = 2 \sin q \cdot \cos q \end{cases}$$

خواهیم داشت:

$$\begin{cases} s = s_x \cdot \cos^2 q + s_y \cdot \sin^2 q + t_{xy} \cdot \sin 2q \\ t = \frac{1}{2}(s_y - s_x) \cdot \sin 2q + t_{xy} \cdot \cos 2q \end{cases} \quad (1-9)$$

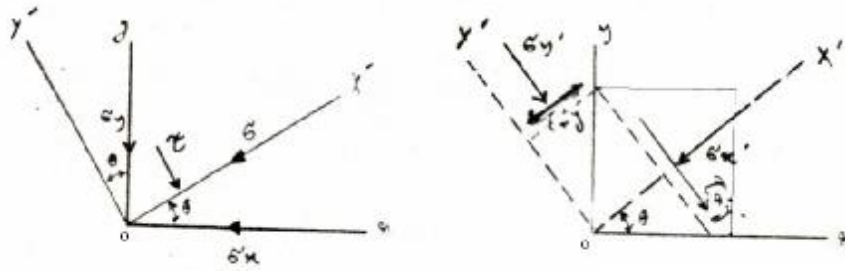
بدین ترتیب تنش‌های قائم و برشی مؤثر در صفحه مورد نظر بدست می‌آید.

این مسئله را می‌توان به یک صورت دیگر حل کرد. فرض کنیم که محورهای مختصات را حول نقطه 0 به اندازه زاویه q دوران داده‌ایم در این حالت در دستگاه مختصات جدید $x'oy'$ مقادیر $s_{x'}$ و $t_{x'y'}$ مساوی با مقادیر s و t بدست آمده از رابطه فوق خواهد بود [4].



شکل 2-7- نحوه تجزیه بردار تنش به مؤلفه قائم و مماسی بر صفحه

$$\begin{cases} s = p_{nx} \cdot \cos q + p_{ny} \cdot \sin q \\ t = p_{ny} \cdot \cos q - p_{nx} \cdot \sin q \end{cases}$$



شکل 2-8- بدست آوردن تنش قائم و برشی به روش دوران محورها

$$s_{x'} = s_x \cdot \cos^2 q + s_y \cdot \sin^2 q + t_{xy} \cdot \sin 2q$$

$$s_{y'} = s_x \cdot \sin^2 q + s_y \cdot \cos^2 q - t_{xy} \cdot \sin 2q$$

$$t_{x'y'} = \frac{1}{2}(s_y - s_x) \cdot \sin 2q + t_{xy} \cdot \cos 2q$$

یعنی:

برای بدست آوردن مقدار $s_{y'}$ کافی است که در معادله مربوط به $s_{x'}$ به جای زاویه q مقدار $(q + \frac{p}{2})$ را قرار دهیم در این صورت خواهیم داشت:

$$s_{y'} = s_x \cdot \cos^2(q + \frac{p}{2}) + s_y \cdot \sin^2(q + \frac{p}{2}) - 2t_{xy} \cdot \sin(q + \frac{p}{2}) \cdot \cos(q + \frac{p}{2})$$

و با توجه به روابط زیر:

$$\begin{cases} \sin\left(\frac{p}{2} + a\right) = \cos a \\ \cos\left(\frac{p}{2} + a\right) = -\sin a \end{cases}$$

خواهیم داشت:

$$s_{y'} = s_x \cdot \sin^2 q + s_y \cdot \cos^2 q - t_{xy} \cdot \sin 2q$$

حال چنانچه طرفین مقادیر بدست آمده برای $s_{x'}$ و $s_{y'}$ را با هم جمع کنیم، خواهیم داشت:

$$s_{x'} + s_{y'} = s_x \cdot (\sin^2 q + \cos^2 q) + s_y \cdot (\sin^2 q + \cos^2 q)$$

$$\Rightarrow s_{x'} + s_{y'} = s_x + s_y$$

یعنی مجموع تنش‌های قائم در اطراف یک نقطه با تغییر جهت صفحه مورد نظر ثابت می‌ماند مستقل از دستگاه مختصات در آن نقطه است.

با استفاده از فرمول‌های مثلثاتی زیر فرمول‌های $s_{x'}$ و $s_{y'}$ را می‌توان به صورت ساده‌تری در آورد.

$$\begin{cases} \cos^2 q = \frac{1 + \cos 2q}{2} \\ \sin^2 q = \frac{1 - \cos 2q}{2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} s_{x'} = \frac{1}{2}(s_x + s_y) + \frac{1}{2}(s_x - s_y) \cdot \cos 2q + t_{xy} \cdot \sin 2q \\ s_{y'} = \frac{1}{2}(s_x + s_y) - \frac{1}{2}(s_x - s_y) \cdot \cos 2q - t_{xy} \cdot \sin 2q \end{cases}$$

3-2- تنش‌های اصلی و جهت آنها

حال اگر از رابطه مربوط به $s_{x'} = s$ نسبت به q مشتق گرفته و آن را مساوی صفر قرار دهیم، مقادیری از q را که باعث می‌شود s به ازاء آن ماکزیمم یا مینیمم شود بدست خواهیم آورد.

$$\frac{\partial s_{x'}}{\partial q} = -2 \times \frac{1}{2} (s_x - s_y) \cdot \sin 2q + 2t_{xy} \cdot \cos 2q = 0$$

$$-(s_x - s_y) \cdot \sin 2q + 2t_{xy} = 0$$

$$\Rightarrow \sin 2q = \frac{2t_{xy}}{s_x - s_y}$$

$$\Rightarrow q = \frac{1}{2} \text{Arctg} \left(\frac{2t_{xy}}{s_x - s_y} \right) + k \cdot 90^\circ \quad ; k = 1, 2, 3$$

برای بردار واحد \hat{n} سه جهت معین وجود دارد که دوبه‌دو بر هم عمود بوده و بردار s_n مؤلفه برشی ندارد. این جهت‌ها را جهت‌های اصلی¹ و تنش‌های مؤثر در این جهت‌ها را تنش‌های اصلی² گویند. حال اگر مقادیر بدست آمده برای q را از رابطه فوق در معادله مربوط به $t_{x'y'}$ قرار دهیم خواهیم دید که به ازاء آن $t_{x'y'}$ صفر می‌شود. یعنی اولاً زوایایی وجود دارد که به ازاء آن تنش‌های قائم مؤثر بر صفحه مورد نظر ماکزیمم و یا مینیمم می‌شود و از طرف دیگر در صفحاتی که تنش قائم (s) ماکزیمم و یا مینیمم می‌شود تنش‌های برشی صفر می‌شود. چنین صفحاتی را صفحات اصلی تنش گویند.

$$\sin 2q = \frac{2t_{xy}}{s_x - s_y} \Rightarrow t_{xy} = \left(\frac{s_x - s_y}{2} \right) \sin 2q$$

$$t_{x'y'} = -\frac{1}{2}(s_x - s_y) \cdot \sin 2q + t_{xy} \cdot \cos 2q$$

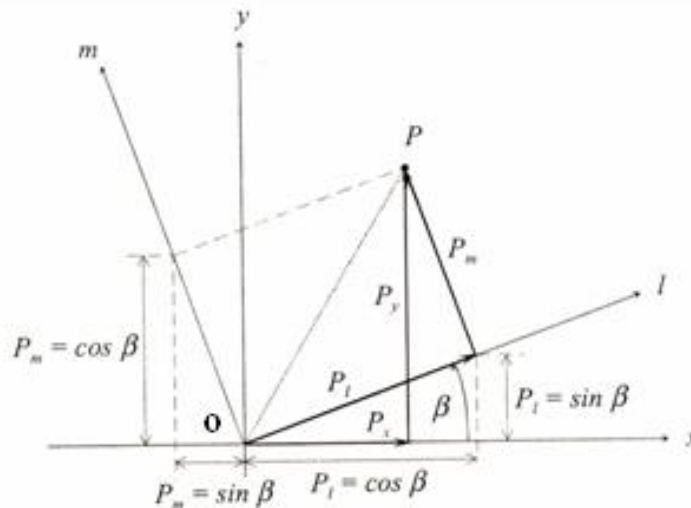
$$t_{x'y'} = -\frac{1}{2}(s_x - s_y) \cdot \sin 2q + \left(\left(\frac{s_x - s_y}{2} \right) \sin 2q \right) \cdot \cos 2q$$

1- Principal Directions (Eigen Vector)

2- Eigen Values (Principal Stresses)

$$\Rightarrow t_{x'y'} = 0$$

یعنی در صفحه‌ای که تنش قائم (S) ماکزیمم و یا مینیمم است، تنش برشی (t) وجود ندارد. این صفحات را صفحات اصلی تنش و جهت آنها جهات اصلی (q_1, q_2) و تنش‌های مؤثر بر این صفحات را نیز تنش‌های اصلی گویند. و آنها را با S_2, S_1 نشان می‌دهند. ($S_1 > S_2$) همانطوریکه قبلاً به تفصیل گفته شد، با استفاده از حالت تعادل یک جسم مثلث شکل (منشور) ثابت شد که اگر S_x و S_y و t_{xy} معلوم باشد می‌توان مقدار تنش‌های مؤثر در هر نقطه و هر صفحه از جسم را که عمود بر آن با محور (Ox) زاویه q می‌سازد را از روابط زیر بدست آوریم.



شکل 2-9- دوران محورها حول نقطه O

$$\begin{bmatrix} S_{x'} \\ S_{y'} \\ t_{x'y'} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \cos^2 q & \sin^2 q & \sin 2q \\ \sin^2 q & \cos^2 q & -\sin 2q \\ -\frac{1}{2} \sin 2q & \frac{1}{2} \sin 2q & \cos 2q \end{bmatrix} \begin{bmatrix} S_x \\ S_y \\ t_{xy} \end{bmatrix}$$

$$[S_{x'y'}] = [A] \cdot [S_{xy}]$$

و به صورت دیگر خواهیم داشت:

$$\begin{cases} S_{x'} = \frac{1}{2}(S_x + S_y) + \frac{1}{2}(S_x - S_y) \cdot \cos 2q + t_{xy} \cdot \sin 2q \\ S_{y'} = \frac{1}{2}(S_x + S_y) - \frac{1}{2}(S_x - S_y) \cdot \cos 2q - t_{xy} \cdot \sin 2q \\ t_{x'y'} = -\frac{1}{2}(S_x - S_y) \cdot \sin 2q + t_{xy} \cdot \cos 2q \end{cases}$$

و با استفاده از رابطه:

$$\operatorname{tg} 2q = \frac{2t_{xy}}{s_x - s_y}$$

بنابراین مقداری از q وجود دارد که به ازای آن در صفحه $x'oy'$ تنش برشی صفر می‌شود. این محورها را محورهای اصلی تنش می‌گویند و با s_2, s_1 نشان می‌دهند. با توجه به روابط مثلثاتی زیر می‌توان نوشت:

$$\begin{cases} \sin 2q = \pm [1 + \cot^2 2q]^{-\frac{1}{2}} = \pm t_{xy} \cdot \left[t_{xy}^2 + \frac{1}{4}(s_x - s_y)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \\ \cos 2q = \pm [1 + \operatorname{tg}^2 2q]^{-\frac{1}{2}} = \pm \frac{1}{2}(s_x - s_y) \cdot \left[t_{xy}^2 + \frac{1}{4}(s_x - s_y)^2 \right]^{-\frac{1}{2}} \end{cases}$$

اگر مقادیر فوق را در معادله زیر قرار داده شود:

$$s_{x'} = \frac{1}{2}(s_x + s_y) + \frac{1}{2}(s_x - s_y) \cdot \cos 2q + t_{xy} \cdot \sin 2q$$

خواهیم داشت:

$$s_{x'} = \frac{1}{2}(s_x + s_y) \pm \left[t_{xy}^2 + \frac{1}{4}(s_x - s_y)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

معادله $s_{y'}$ نیز نتایجی مشابه خواهد داشت بنابراین دو مقدار معادله بالا ($s_{x'}$) به ما دو مقدار تنش اصلی را می‌دهند.

یعنی:

$$\begin{cases} s_1 = \frac{1}{2}(s_x + s_y) + \left[t_{xy}^2 + \frac{1}{4}(s_x - s_y)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(s_x + s_y) + \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2} \\ s_2 = \frac{1}{2}(s_x + s_y) - \left[t_{xy}^2 + \frac{1}{4}(s_x - s_y)^2 \right]^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{2}(s_x + s_y) - \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2} \end{cases}$$

معمولاً محورهای OX و OY را منطبق بر تنش‌های اصلی ماکزیمم و مینیمم انتخاب می‌کنند. در چنین

حالتی خواهیم داشت:

$$\begin{cases} s = s_1 \cdot \cos^2 q + s_2 \cdot \sin^2 q = \frac{1}{2}(s_1 + s_2) + \frac{1}{2}(s_1 - s_2) \cdot \cos 2q \\ t = -\frac{1}{2}(s_1 - s_2) \cdot \sin 2q \end{cases}$$

یعنی با در دست داشتن تنش‌های اصلی نیز می‌توان تنش‌های مؤثر بر صفحات مختلف را حساب کرد.

حال اگر در رابطه بالا فرض شود:

برای تنش برشی و قائم داریم:

$$\begin{cases} \frac{s_1 + s_2}{2} = a \\ \frac{s_1 - s_2}{2} = b \end{cases}$$

$$\begin{cases} s = a + b \cos 2q \\ -t = b \sin 2q \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} (s - a) = b \cos 2q \\ (-t) = b \sin 2q \end{cases}$$

اگر طرفین معادله بالا را به توان 2 رسانیده و با هم جمع کنیم، خواهیم داشت:

$$\begin{aligned} (s - a)^2 &= b^2 \cos^2 2q \\ + \\ (-t)^2 &= b^2 \sin^2 2q \end{aligned}$$

$$(s - a)^2 + t^2 = b^2 (\sin^2 2q + \cos^2 2q) = b^2 \Rightarrow (s - a)^2 + t^2 = b^2$$

حال اگر معادله فوق را با معادله دایره مقایسه کنیم:

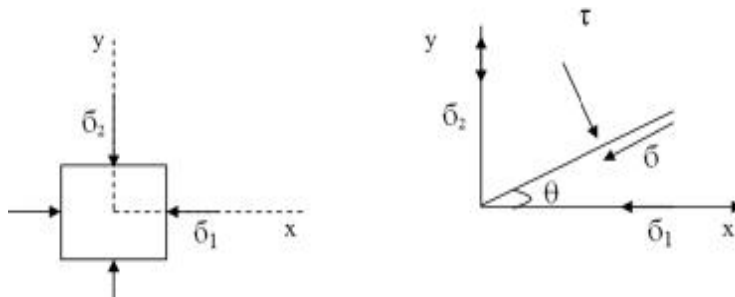
$$(x - a)^2 + (y - b)^2 = R^2$$

در می‌یابیم که معادله فوق معادله دایره‌ای است که مختصات مرکز آن $a = \frac{1}{2}(s_1 + s_2)$ و شعاع آن

$$b = \frac{1}{2}(s_1 - s_2)$$

می‌باشد و مرکز آن بر روی محور Xها قرار دارد.

این دایره که مکان هندسی نقاطی با مختصات (s, t) می‌باشد به نام دایره موهر مشهور است. که در سال 1882 توسط اوتو موهر¹ برای اولین بار ارائه شده است و برای بدست آوردن تنش‌های مؤثر بر صفحات مختلف جسم از طریق ترسیم مورد استفاده قرار می‌گیرد.



شکل 2-10- تنش‌های اصلی و جهت آنها

2-4- روش‌های رسم دایره موهر

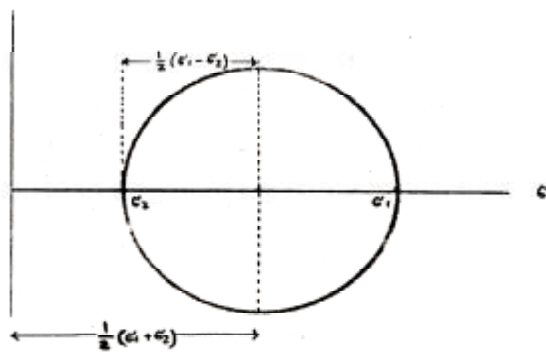
الف - روش گودمن² [4]:

1- Otto Mohr
2- Goodman

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

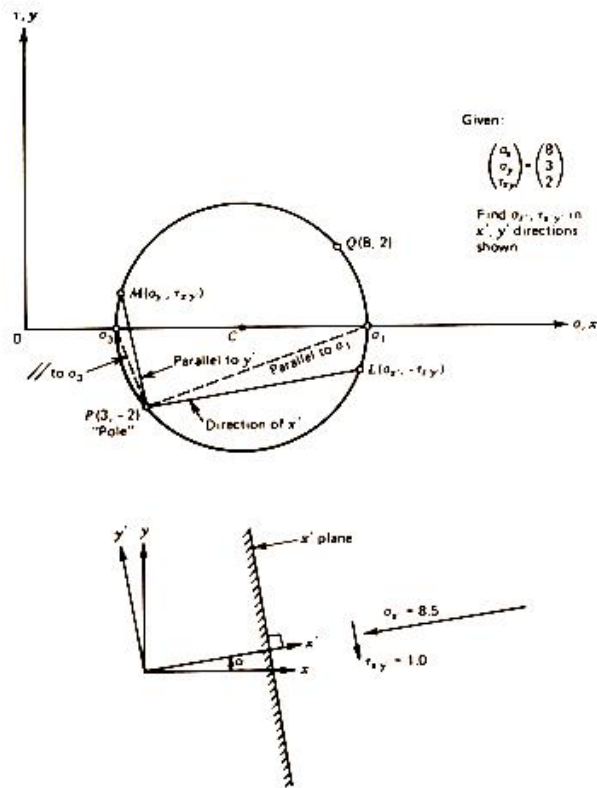
نحوه رسم دایره موهر در روش گودمن به صورت مراحل زیر است:

1. محورهای مختصات X و Y را رسم کرده و S مثبت را در جهت مثبت محور X و به موازات آن و t مثبت را به موازات محور Y فرض می‌کنیم.
2. نقطه Q به مختصات (s_x, t_{xy}) را پیدا می‌کنیم.
3. نقطه P به مختصات $(s_y, -t_{xy})$ را رسم می‌کنیم. نقطه P را قطب¹ نیز می‌گویند.
4. نقطه C را روی محور S و در وسط PQ در نظر می‌گیریم.
5. دایره ای به مرکز C و شعاع CP رسم می‌کنیم.
6. از نقطه P خطی موازی ox' رسم می‌کنیم تا دایره را در نقطه L قطع کند مختصات نقطه $L(s_x', -t_{xy}')$ می‌باشد.
7. از نقطه P خطی به موازات y' رسم می‌کنیم تا دایره را در نقطه M قطع کند مختصات نقطه $M(s_y', t_{xy}')$ است.



شکل 2-11- دایره موهر

8. اگر از نقطه P به محل تقاطع دایره با محور S وصل کرده ادامه دهیم، جهت s_1 و s_3 بدست می‌آید.
- مثال: اگر $s_x = 8$ و $s_y = 3$ و $t_{xy} = 2$ باشد مقادیر $s_{x'}$ و $s_{y'}$ و $t_{x'y'}$ را در جهت x' و y' پیدا کنید.
 $(q = 10^\circ)$
- برای مقدار معینی از q مقدار t_{xy} مساوی صفر بوده و $s_{x'}$ ماکزیمم یا مینیمم است. جهت x' و y' در این حالت جهت اصلی و تنش‌های قائم مربوطه نیز تنش‌های اصلی ماکزیمم s_1 و مینیمم s_2 هستند.



شکل 2-12- نحوه رسم دایره موهر به روش گودمن

ب- روش بوداوری¹ [7]:

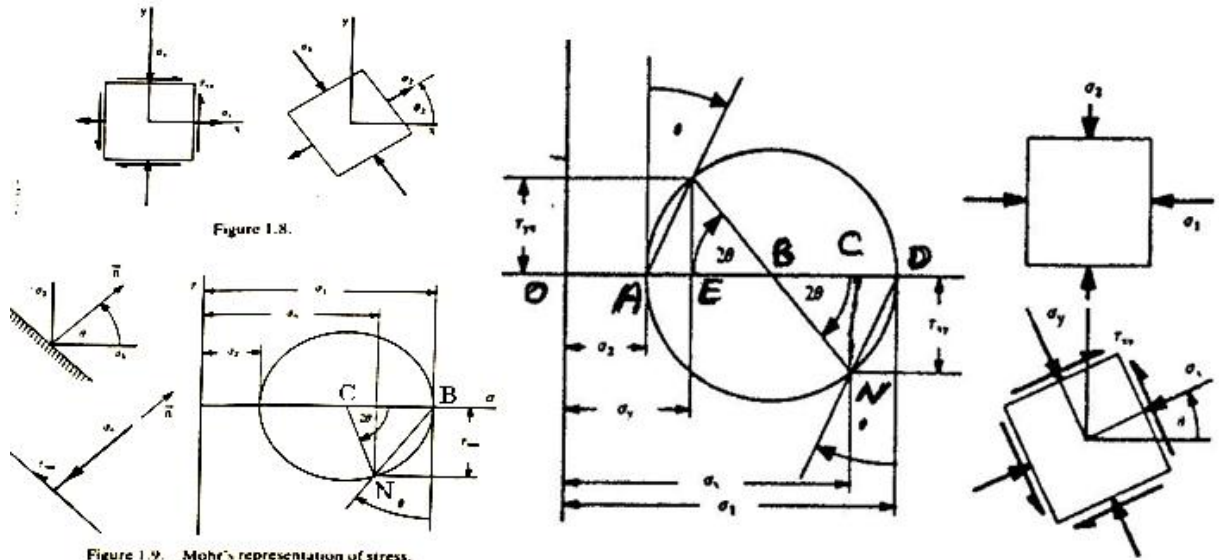
روش ترسیمی تعیین تنش‌های مؤثر بر جسم با استفاده از دایره موهر صورت می‌گیرد. در این سیستم محورهای قائم و افقی $t-s$ مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر چنانچه مقادیر عددی s_1 و s_2 و جهت آنها مشخص باشد می‌توان t و s مؤثر بر هر صفحه از جسم را که عمود بر آن با جهت مثبت s_1 زاویه q بسازد را بدست آورد.

برای این کار مقادیر s_1 و s_2 را روی محور $s(x)$ جدا کرده و دایره‌ای به مرکز $\frac{1}{2}(s_1 + s_2)$ و به شعاع $\frac{1}{2}(s_1 - s_2)$ رسم می‌کنیم. دایره حاصل وضعیت تنش در اطراف نقطه مورد نظر را نشان می‌دهد. حال اگر بخواهیم تنش‌های قائم و برشی مؤثر بر صفحه‌ای که عمود بر آن با s_1 زاویه q بسازد را بدست آوریم، کافی است از نقطه‌ای که مشخص کننده s_1 است پاره خطی عمود بر محور s رسم کرده و آنرا حول نقطه s_1 و در جهت حرکت عقربه‌های ساعت به اندازه زاویه q دوران می‌دهیم تا

1- Budavari

دایره را در نقطه‌ای مثل N قطع کند مشخصات نقطه N مقدار تنش‌های قائم و برشی مؤثر بر صفحه مورد نظر را می‌دهد.

وقتی که جهت و اندازه s_1 و s_2 مشخص باشد محاسبه s_x و s_y و t_{xy} خیلی راحت خواهد بود. می‌توان ثابت کرد که زاویه q در محور مختصات نصف زاویه مورد نظر در دایره موهر است. با توجه به شکل صفحه قبل و با استفاده از دایره موهر می‌توان روابط مربوط به تنش و کرنش را خیلی راحت بدست آورد.



شکل 2-13- دایره موهر تنش و رابطه بین مؤلفه‌های آن در روش بوداوری

با استفاده از شکل (2-13) سمت راست، می‌توان روابط مربوط به s_x, s_y, t_{xy} و s_1, s_2 را بدست آورد:

$$s_x = OC = OB + BC \quad , \quad OB = \frac{1}{2}(s_1 + s_2) \quad , \quad BC = BN \cdot \cos 2q = \frac{1}{2}(s_1 - s_2) \cdot \cos 2q$$

$$s_x = \frac{1}{2}(s_1 + s_2) + \frac{1}{2}(s_1 - s_2) \cdot \cos 2q$$

$$s_y = OB - EB \Rightarrow s_y = \frac{1}{2}(s_1 + s_2) - \frac{1}{2}(s_1 - s_2) \cdot \cos 2q$$

$$t_{xy} = -CN = -\frac{1}{2}(s_1 - s_2) \cdot \sin 2q$$

با توجه به مثلث BCN در شکل فوق خواهیم داشت:

$$BN^2 = BC^2 + CN^2$$

$$BN^2 = \left[\frac{1}{2}(s_x - s_y) \right]^2 + [-t_{xy}]^2 = \frac{1}{4}(s_x - s_y)^2 + t_{xy}^2$$

$$BN = BD = \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2}$$

$$s_1 = OB + BD = OB + BN = \frac{1}{2}(s_x + s_y) + \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2}$$

$$s_2 = OB - BA = \frac{1}{2}(s_x + s_y) - \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2}$$

$$t_{\max} = \frac{1}{2}(s_1 - s_2)$$

$$t_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{(s_x - s_y)^2 + 4t_{xy}^2}$$

$$tg2q = tga = \frac{t_{xy}}{\frac{s_x - s_y}{2}} = \frac{2t_{xy}}{s_x - s_y}$$

با مقایسه روابط فوق با روابط s_x و s_y حاصل از محاسبات قبلی می‌توان به این نتیجه رسید که زاویه‌های مورد نظر در دایره موهر دو برابر زاویه حقیقی است این مطلب را می‌توان با توجه به این که نقاط P و Q در روش ترسیمی گودمن انتهای یک قطر دایره بوده و مختصات این نقاط تنش‌های مؤثر بر دو صفحه عمود بر هم هستند نیز استنباط کرد. همچنین بایستی توجه کرد که در دایره موهر جهت دوران نسبت به مرکز دایره در جهت حرکت عقربه‌های ساعت بود، در صورتیکه در جسم واقعی در جهت خلاف حرکت عقربه‌های ساعت است.

2-5- تحلیل کرنش¹

2-5-1- تغییر شکل و حالت کرنش در صفحه

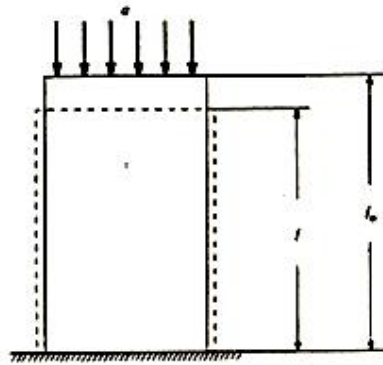
وقتی جسمی جامد تحت تأثیر نیروهای خارجی قرار گیرد. تغییر شکل پیدا می‌کند و گویند که این جسم تغییر شکل یافته² است. در اثر تغییر شکل نقاط موجود در داخل جسم نسبت به حالت اصلی خود تغییر مکان می‌دهند. در کل مؤلفه‌های تغییر مکان و جابجایی³ را در راستای محورهای X، Y و Z با u، v و w نشان می‌دهند طبق قرار داد تغییر مکان با علامت مثبت (+) حرکت در جهت عکس محورها را نشان می‌دهد.

1- Analysis of Strain
2- Deformation
3- Displacement

از حالت‌های مختلف تغییر شکل، دو حالت ساده را در نظر می‌گیریم. اولاً اگر چنانچه نمونه استوانه‌ای شکل سنگی تحت تأثیر تنش فشاری S قرار گیرد، طول اولیه l_0 نمونه کوتاه‌تر خواهد شد اگر طول جدید نمونه را با l نشان دهیم. تغییر طول نمونه $\Delta = l_0 - l$ خواهد بود. تغییر حاصل در طول نمونه

$$e = \frac{l_0 - l}{l_0}$$

معمولاً بر اساس طول اصلی آن بیان می‌شود. یعنی:



شکل 2-14- بارگذاری محوری یک نمونه و تغییر شکل حاصل

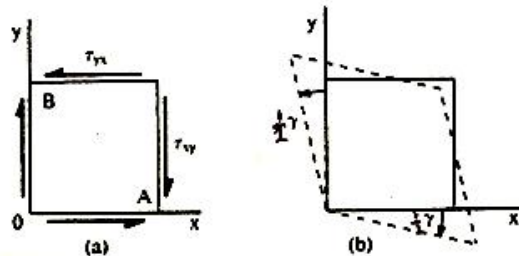
بنابراین e مقدار تغییر واحد طول نمونه در امتداد تنش‌های قائم وارده می‌باشد. نماد e را کرنش نرمال¹ گویند. وقتی که کاهش طول را نشان می‌دهد مثبت² و وقتی که افزایش طول را نشان می‌دهد منفی³ قبول می‌شود. کرنش‌های قائم در راستای محورهای X ، Y و Z بصورت e_x ، e_y و e_z نشان داده می‌شود.

در حالت دوم بارگذاری جسمی را در نظر بگیرید که فقط تحت تأثیر تنش‌های برشی⁴ قرار گرفته باشد. در حین ایجاد تغییر شکل ضلع OB از جسم به اندازه $\frac{1}{2}g$ در حول نقطه O دوران پیدا می‌کند. بنابراین $\frac{1}{2}g$ نصف افزایش در مقدار زاویه قائمه OAB که بین ضلع OA و OB قرار داشت را نشان می‌دهد. با در نظر گرفتن دوران ضلع OA نصف دیگر افزایش زاویه قائمه AOB بدست می‌آید.

مقدار کل افزایش زاویه قائمه توسط تنش‌های برشی مؤثر بر جسم بوجود آمده و به همین علت آنرا کرنش برشی⁵ می‌نامند. وقتی g مقدار افزایش در زاویه را نشان می‌دهد با علامت $(+)$ و اگر کاهش زاویه را نشان دهد با علامت $(-)$ در نظر گرفته می‌شود. کرنش برشی g بر حسب $(\frac{in}{in})$ و یا رادیان

-
- 1- Normal Strain
 - 2- Compressive Strain
 - 3- Tensile Strain
 - 4- Shearing Stress
 - 5- Shearing Strain

اندازه‌گیری می‌شود (یک رادیان معادل 57/3 درجه می‌باشد). بطور کلی کرنش برشی g_{nm} مقدار انحراف از زاویه قائمه بین دو بردار واحد \hat{m} و \hat{n} که در حالت اولیه با جهت مثبت محور X زاویه‌های q و $q+90$ ساخته‌اند را نشان می‌دهد. مقدار کرنش‌های e و g معمولاً خیلی کوچک بوده و به همین علت حاصل ضرب و توان دوم آنها را در محاسبات نادیده می‌گیرند.



شکل 2-15- تنش‌های برشی و کرنش برشی حاصل از آن

2-5-2- روابط بین تنش کرنش و کرنش‌های اصلی

رابطه بین کرنش‌های e_x ، e_y ، e_{xy} و مقدار کرنش‌های قائم و برشی حاصل در یک صفحه دلخواه که با q مشخص شده e_n و g_{nm} نامیده می‌شود و از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$\begin{cases} e_n = e_x \cdot \cos^2 q + e_y \cdot \sin^2 q + g_{xy} \cdot \sin q \cdot \cos q \\ g_{nm} = (e_y - e_x) \cdot \sin 2q + g_{xy} \cdot \cos 2q \end{cases} \quad \text{روابط کرنش:} \quad (1-20)$$

$$\begin{cases} s_n = s_x \cdot \cos^2 q + s_y \cdot \sin^2 q + 2t_{xy} \cdot \sin q \cdot \cos q \\ t_{nm} = \frac{1}{2}(s_y - s_x) \cdot \sin 2q + t_{xy} \cdot \cos 2q \end{cases} \quad \text{روابط تنش:} \quad (1-9)$$

با مقایسه معادلات (1-9) و (1-20) می‌توان گفت که در این روابط به ترتیب e_x ، e_y و $\frac{g_{xy}}{2}$ با s_x ،

s_y و t_{xy} و همچنین s_n و t_{nm} با e_n و $\frac{g_{nm}}{2}$ مطابقت دارند، بنابراین می‌توان روابط حاصل برای s_n

و t_{nm} را با جایگذاری e_n با s_n و $\frac{1}{2}g_{nm}$ با t_{nm} برای کرنش مورد استفاده قرار داد و همچنین

می‌توان نتیجه‌گیری کرد که حالت کرنش در یک نقطه را می‌توان با استفاده از دایره موهر در محورهای

$(\frac{1}{2}g - e)$ نشان داد. از آنجا که برای ایجاد کرنش g_{xy} دو جفت تنش برشی t_{yx} ، t_{xy} مورد نیاز است.

لذا ضریب $\frac{1}{2}$ از این امر ناشی شده است.

در نتیجه تطابق بالا همیشه می‌توان دو امتداد متقابل عمود بر هم در اطراف یک نقطه پیدا کرد بطوریکه

در این امتدادها کرنش‌های برشی صفر باشد، جهات مزبور را جهات اصلی کرنش¹ و کرنش‌های نرمال مؤثر بر صفحات مزبور را کرنش‌های اصلی² گویند ($e_1 \geq e_2$).
با توجه به بحث‌های فوق می‌توان معادلات زیر را برای کرنش نوشت.

$$\operatorname{tg} 2q = \frac{g_{xy}}{(e_x - e_y)} \Rightarrow q = q_1, \quad q = q_1 + 90^\circ$$

$$e_1 = \frac{1}{2}(e_x + e_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(e_x - e_y)^2 + g_{xy}^2}$$

$$e_2 = \frac{1}{2}(e_x + e_y) - \frac{1}{2}\sqrt{(e_x - e_y)^2 + g_{xy}^2}$$

$$e_n = e_1 \cdot \cos^2 q + e_2 \cdot \sin^2 q = \frac{1}{2}(e_1 + e_2) + \frac{1}{2}(e_1 - e_2) \cdot \cos 2q$$

$$g_{nm} = -(e_1 - e_2) \cdot \sin 2q$$

$$e_1 + e_2 = e_x + e_y$$

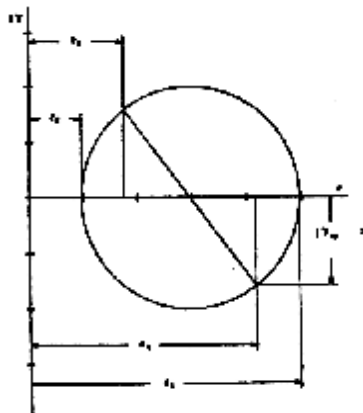
مثال: حالت کرنش در یک نقطه توسط مؤلفه کرنش زیر تعریف شده است. جهت و مقدار کرنش‌های اصلی را حساب کرده و دایره موهر مربوطه را رسم کنید.

$$e_x = 4/15 \times 10^{-6}, \quad e_y = 1/74 \times 10^{-6}, \quad g_{xy} = -3/3 \times 10^{-6}$$

$$\operatorname{tg} 2q = \frac{g_{xy}}{e_x - e_y} \Rightarrow q = \frac{1}{2} \operatorname{arctg} \frac{g_{xy}}{e_x - e_y} \Rightarrow q_1 = 153/07^\circ, \quad q_2 = -26/92^\circ$$

$$e_{1,2} = \frac{1}{2}(e_x + e_y) \pm \sqrt{(e_x - e_y)^2 + g_{nm}^2} = \left[\frac{1}{2}(4/15 + 1/74) \pm \sqrt{(4/15 - 1/74)^2 + (-3/20)^2} \right] \times 10^{-6}$$

$$e_1 = 6/95 \times 10^{-6}, \quad e_2 = -1/06 \times 10^{-6}$$



شکل دایره موهر کرنش برای مثال فوق

1- Principal Strain Direction
2- Principal Strain

یک میدان تنش سه محوری که در آن یکی از تنش‌های اصلی مثلاً $s_z = 0$ و $t_{zx} = t_{zy} = 0$ باشد، شرایط تنش صفحه‌ای نامیده می‌شود. صفحه نشان داده شده در شکل از دو طرف دیواره تحت تنش قرار داشته ولی وجه بالائی آن بدون تنش می‌باشد. کرنش مؤثر در جهت محور X در اثر تنش σ_x کاهش (کوتاه شدگی) می‌یابد. مقدار کرنش مزبور بعلت وجود تأثیر ضریب پواسون ناشی از تنش σ_y کاهش می‌یابد.

$$e_x = \frac{s_x}{E} - u \cdot \frac{s_y}{E} = \frac{1}{E} (s_x - u s_y)$$

بطور مشابه مقدار کرنش در راستای محور Y:

$$e_y = \frac{s_y}{E} - u \cdot \frac{s_x}{E} = \frac{1}{E} (s_y - u s_x)$$

تأثیر پواسون ناشی از تنش‌های σ_x و σ_y در جهت محور Z بشرح زیر خواهد بود:

$$e_z = -u \cdot \frac{s_x}{E} - u \cdot \frac{s_y}{E} = -\frac{u}{E} (s_x + s_y)$$

در صورتیکه صفحه فوق‌الذکر تحت تأثیر تنش‌های برشی نیز قرار داشته باشد، کرنش برشی به صورت تغییرات حاصل در زاویه قائمه که با واحد رادیان اندازه‌گیری می‌شود پدید می‌آید. در اثر تأثیر تنش‌های برشی داریم:

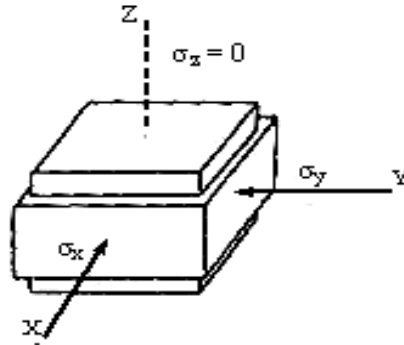
$$t_{xy} = G \cdot g_{xy} \rightarrow G = \frac{E}{2(1+u)}$$

$$g_{xy} = \frac{t_{xy}}{G} \rightarrow g_{xy} = \frac{2(1+u)t_{xy}}{E}$$

مثال: برای المان صفحه‌ای که تحت تأثیر تنش‌های $s_x = 10 \text{ (MPa)}$ ، $s_y = 2 \text{ (MPa)}$ ، $s_z = 0$ قرار دارد. مقدار کرنش ϵ_x را در شرایط $u = 0.25$ ، $E = 65 \text{ (GPa)}$ بدست آورید.

$$e_x = \frac{1}{E} (s_x - u s_y)$$

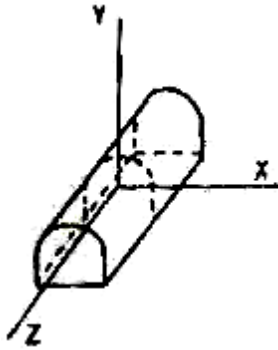
$$\Rightarrow e_x = \frac{1}{65000} (10 - 0.25 \times 2) = 0.000146$$



شکل 2-16- یک المان تحت تأثیر تنش‌های صفحه‌ای

7-2- کرنش صفحه‌ای¹

شرایط کرنش صفحه‌ای حالتی است که طی آن تنش در دو جهت به عنوان مثال در راستای X و Y وارد می‌شود ولی مقدار تغییر شکل در جهت محور Z صفر بوده و از هر گونه تغییر شکل در این جهت جلوگیری می‌شود. چنین شرایطی را می‌توان در اطراف تونل‌های طولانی مشاهده کرد که در آن تغییر شکل‌ها در مقطع تونل به وجود آمده و در امتداد محور تونل تغییر شکلی مشاهده نمی‌شود.



شکل 2-17- حالت کرنش صفحه‌ای در یک تونل

شرایط فوق برای دهانه‌های تونل صادق نیست. مقدار کرنش حاصل در صفحه X-Y از شرایط تنش

صفحه‌ای متفاوت می‌باشد. زیرا در حالت کرنش صفحه‌ای داریم: $e_z = g_{zx} = g_{zy} = 0$. در صورتیکه کرنش در امتداد محور Z ناشی از تنش S_z معادل $\frac{\sigma_z}{E}$ است و مقدار کرنش در جهت Z در اثر تنش-های S_x و S_y مساوی $v(S_x + S_y)/E$ می‌باشد و مقدار کرنش کل در جهت Z به شرح زیر خواهد بود.

$$e_z = \frac{S_z}{E} - \frac{u.(S_x + S_y)}{E}$$

از آنجا که $\epsilon_z = 0$ خواهد بود:

1- Plane Strain

$$\frac{s_z}{E} = \frac{u.(s_x + s_y)}{E}$$

در حالت کرنش صفحه‌ای در جهت Z تنش وجود می‌آید:

$$s_z = u.(s_x + s_y)$$

با توجه به شرایط کلی کرنش سه محوره:

$$e_x = [s_x - u.(s_y + s_z)] / E$$

با تلفیق دو رابطه بالا:

$$e_x = [s_x - u.(s_y + u.(s_x + s_y))] / E$$

پس از ساده نمایی رابطه فوق:

$$e_x = [s_x.(1 - u^2) - u.s_y.(1 + u)] / E$$

و به طور مشابه:

$$e_y = [s_y.(1 - u^2) - u.s_x.(1 + u)] / E$$

با فرض:

$$E' = E / (1 - u^2) \quad , \quad u' = u / (1 - u)$$

خواهیم داشت:

$$e_x = [s_x - u'.s_y] / E'$$

$$e_y = [s_y - u'.s_x] / E'$$

$$e_z = 0$$

$$g_{xy} = \frac{2(1 + u')}{E'} . t_{xy}$$

بحث فوق نشان می‌دهد که کرنش حاصل در اطراف یک تونل در شرایط تنش صفحه‌ای و کرنش صفحه‌ای متفاوت خواهد بود. توزیع تنش در اطراف کارهای زیرزمینی مستقل از خواص الاستیک مواد می‌باشد. برای شرایط مرزی یکسان مدل تنش صفحه‌ای توزیع تنش شبیه مدل کرنش صفحه‌ای به دست می‌دهد.

مثال: مثال قبلی را برای شرایط $\varepsilon_z = 0$ حل نمایید.

$$e_x = [s_x.(1 - u^2) - u.s_y.(1 + u)] / E$$

$$\Rightarrow e_x = [10 \times (1 - 0.25^2) - 0.25 \times 2 \times (1 + 0.25)] / 65000$$

$$\Rightarrow e_x = 0.000134$$

در شرایط کرنش صفحه‌ای نسبت به حالت تنش صفحه‌ای، مقدار کرنش کمتر است.

2-8- کرنش حجمی¹

برای یک المان مکعبی شکل اگر حجم اولیه V_1 ، حجم نهایی V_2 باشد، آنگاه مقدار تغییر حجم نسبی در واحد حجم را کرنش حجمی گویند:

$$e = \frac{\Delta V}{V} = \frac{V_2 - V_1}{V}$$

اگر طول یال المان در جهت x ، y و z برابر l_x ، l_y و l_z باشد. در این صورت:

$$V_1 = (l_x).(l_y).(l_z)$$

حجم اولیه

$$V_2 = (l_x + \Delta l_x).(l_y + \Delta l_y).(l_z + \Delta l_z)$$

حجم نهایی

$$e_x = \frac{\Delta l_x}{l_x} \quad , \quad e_y = \frac{\Delta l_y}{l_y} \quad , \quad e_z = \frac{\Delta l_z}{l_z}$$

$$e = \frac{\Delta V}{V} = \frac{V_2 - V_1}{V} = \frac{(l_x + \Delta l_x).(l_y + \Delta l_y).(l_z + \Delta l_z)}{l_x.l_y.l_z} - 1$$

با ضرب و حذف خواهیم داشت:

$$e = (1 + e_x).(1 + e_y).(1 + e_z) - 1$$

$$\Rightarrow e = (1 + e_y + e_x + e_y.e_x).(1 + e_z) - 1 = 1 + e_y + e_z + e_x - 1$$

$$\Rightarrow e = e_x + e_y + e_z$$

2-9- انرژی کرنشی²

وقتی جسم الاستیک تحت تنش‌های مختلفی قرار می‌گیرد تغییر شکل یافته و کار انجام شده بصورت انرژی کرنشی در آن ذخیره می‌شود. برای محاسبه این انرژی فرض می‌شود که یک المان مکعبی شکل با حجم واحد تحت تاثیر تنش s در یک وجه آن قرار گرفته است، چون وجه واحد است بنابراین تنش و نیرو از نظر مقدار برابری دارند و مقدار تغییر شکل de می‌باشد. کار انجام شده عبارت است از:

$$W = \int_0^e (s) de \quad (\text{Strain Energy Density})$$

W : سطح زیر منحنی تنش - کرنش تا مقدار معین e

در مورد یک جسم الاستیک خطی:

$$W = \frac{1}{2} s.e$$

و در حالت بارگذاری سه محوری داریم:

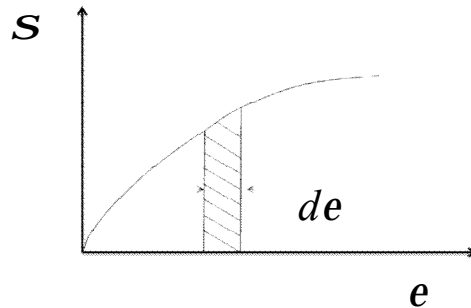
1- Volumetric Strain
2- Strain Energy

$$W = \frac{1}{2}(s_1 \cdot e_1 + s_2 \cdot e_2 + s_3 \cdot e_3)$$

W را همچنین می توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$W = \frac{1}{2}(s_x \cdot e_x + s_y \cdot e_y + s_z \cdot e_z + t_{xy} \cdot g_{xy} + t_{yz} \cdot g_{yz} + t_{zx} \cdot g_{zx})$$

انرژی کرنشی کل با انتگرال گیری از رابطه چگالی انرژی کرنشی¹ بدست می آید.



شکل 2-18 - محاسبه انرژی کرنشی با انتگرال گیری از رابطه چگالی انرژی کرنشی

مثال: مقدار حداکثر انرژی کرنشی به ازای واحد حجم و همچنین مقدار کل انرژی ذخیره شده ممکن را که می توان در یک نمونه سنگی ذخیره نمود را بدست آورید. جسم تحت تأثیر فشار یک محوری تا مرز الاستیک 100Mpa قرار گرفته و $E=70\text{GPa}$ می باشد. نمونه استوانه ای به قطر 5.5cm و طول 11cm است.

برای محاسبه انرژی، اول بایستی مقدار کرنش حاصل را بدست آورد.

$$s = E \cdot e \Rightarrow e = \frac{s}{E} = \frac{100 \times 10^6}{70 \times 10^9} = 1.43 \times 10^{-3}$$

$$W = \frac{1}{2} s \cdot e = \frac{1}{2} \times 100 \times 10^6 \times 1.43 \times 10^{-3} = 71.5 \left(\frac{Kj}{m^3} \right)$$

$$\Rightarrow Q = V \times W = \left(\frac{0.055^2 \cdot p}{4} \times 0.11 \right) \times (71.5 \times 10^{-3}) = 0.02 (Kj)$$

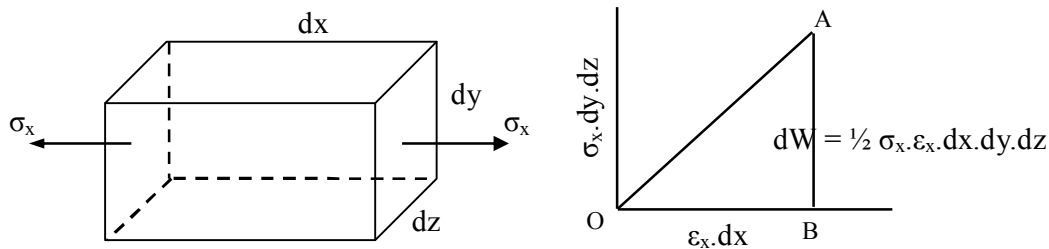
Q: مقدار انرژی ذخیره شده در نمونه است.

به طور کلی اگر نیروئی به سطح جسمی وارد شود جسم تغییر شکل می دهد و سطحی که نیرو بر آن اثر می کند حرکت می کند. بنابراین مقدار معینی کار بر روی جسم انجام می شود. در اجسام الاستیک کامل این کار به انرژی پتانسیل کرنشی تبدیل می شود.

1- Density

فرض کنید میله‌ای یکنواخت در انتهای آن تحت تأثیر تنش نرمال کششی قرار بگیرد. نیروی مؤثر در انتهای میله معادل $s_x \cdot dy \cdot dz$ و مقدار افزایش در انتهای میله $e_x \cdot dx$ است. رابطه بین این دو مقدار در حین بارگذاری مشابه شکل (b-19-2) خواهد بود. مقدار کار انجام شده در اثر بارگذاری معادل سطح مثلث OAB است. یعنی:

$$dW = \frac{1}{2} s_x \cdot e_x \cdot dx \cdot dy \cdot dz$$



شکل 2-19- مفهوم انرژی کرنشی در اثر تنش‌های وارد بر یک المان

تأثیر سایر مؤلفه‌های تنش و کرنش نیز معادلاتی مشابه را خواهد داشت. بنابراین کار کل به ازای هر حجم جسم (W_0) در صورت تأثیر همزمان تنش‌های $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ به شرح زیر است:

$$W_0 = \frac{1}{2} (s_x \cdot e_x + s_y \cdot e_y + s_z \cdot e_z + t_{xy} \cdot g_{xy} + t_{yz} \cdot g_{yz} + t_{zx} \cdot g_{zx})$$

مقدار W_0 عبارت است از انرژی کرنشی به ازاء واحد حجم و فقط به کمک روابط هوک می‌تواند بر حسب مؤلفه‌های تنش و کرنش بیان شوند، که در پاراگراف بعدی بیان شده‌اند.

می‌توان نوشت:

$$W_0 = \frac{1}{2E} (s_x^2 + s_y^2 + s_z^2) - \frac{u}{E} (s_x \cdot s_y + s_y \cdot s_z + s_x \cdot s_z) + \frac{1}{2G} (t_{xy}^2 + t_{yz}^2 + t_{zx}^2)$$

$$W_0 = \frac{1}{2} I \cdot e^2 + G \cdot (e_x^2 + e_y^2 + e_z^2) + \frac{1}{2} G \cdot (g_{xy}^2 + g_{yz}^2 + g_{zx}^2) \quad (A)$$

اگر از رابطه (A) نسبت به هر یک از مؤلفه‌های کرنش مشتق‌گیری شود آن وقت مشتق مربوطه بدست می‌آید.

$$\frac{\partial W_0}{\partial e_x} = I \cdot e^2 + 2G \cdot e_x = s_x \quad (A')$$

برای سایر مؤلفه‌های کرنش نیز رابطه مشابهی بدست می‌آید. تابع انرژی کرنشی تنش‌های اصلی:

$$W_0 = \frac{1}{2E} (s_1^2 + s_2^2 + s_3^2) - \frac{u}{E} (s_1 \cdot s_2 + s_2 \cdot s_3 + s_1 \cdot s_3)$$

$$e = e_x + e_y + e_z$$

$$l = \frac{uE}{(1+u)(1-2u)} \quad (Lame)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2u)}$$

10-2- تنش و کرنش در حالت سه بعدی

روابط بین تنش - کرنش در حالت سه بعدی به شرح زیر است.

$$e_x = [s_x - u.(s_y + s_z)] / E$$

$$e_y = [s_y - u.(s_x + s_z)] / E$$

$$e_z = [s_z - u.(s_x + s_y)] / E$$

$$g_{xy} = t_{xy} / G$$

$$g_{yz} = t_{yz} / G$$

$$g_{xz} = t_{xz} / G$$

به شش رابطه فوق روابط هوک می گویند.

11-2- روابط بین تنش - کرنش و ضرائب مربوطه

روابط تنش - کرنش برای مواد الاستیک¹ و مواد غیرالاستیک²:

$$s_z = E.e_z$$

$$s = \text{Normal Stress} = \left(\frac{\text{Force}}{\text{Area}} \right)$$

$$E = \text{Elastic Modulus} = \left(\frac{\text{Force}}{\text{Area}} \right)$$

$$e = \text{Strain} = \frac{\Delta l}{l} \quad (\text{بدون بعد})$$

$$\nu = \text{Poisson's Ratio} = - \frac{\text{کرنش قطری}}{\text{کرنش محوری}}$$

$$t_{xz} = G.g_{xz}$$

G: مدول سختی و یا برشی³ است که به آن صلبیت نرمال نیز گفته می شود.

برای یک جسم ایزوتوپ و الاستیک سه ضریب (E, G, ν) وجود دارد که رابطه بین آنها به شرح زیر است:

1- Elastic
2- Inelastic
3- Shear Modulus Rigidity

$$E = 2G(1+u) \quad ; \quad G = \frac{E}{2(1+u)}$$

در حالت بارگذاری سه محوری:

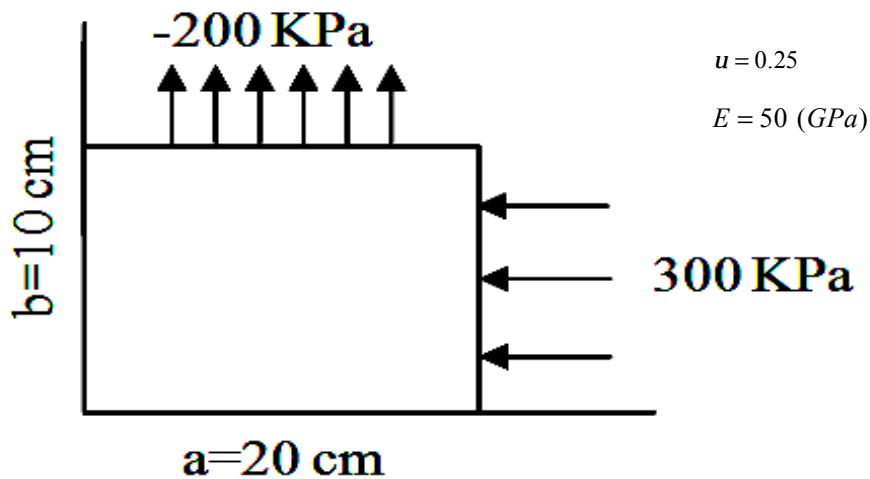
$$e_x = \frac{1}{E} [s_x - u.(s_y + s_z)]$$

$$e_y = \frac{1}{E} [s_y - u.(s_x + s_z)]$$

$$e_z = \frac{1}{E} [s_z - u.(s_x + s_y)]$$

$$g_{xy} = \frac{t_{xy}}{G} \quad , \quad g_{yz} = \frac{t_{yz}}{G} \quad , \quad t_{zx} = \frac{t_{zx}}{G} \quad , \quad e = \frac{\Delta V}{V}$$

مثال: مؤلفه‌های کرنشی e_x و e_y و مقدار تغییر شکل حاصل در جسم مسئله زیر را پیدا کنید.



شکل 2-20- یک المان الاستیک تحت تنش‌های فشاری 300 و کششی 200 کیلوپاسکال

حل:

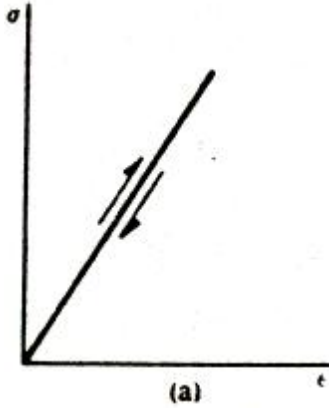
$$e_x = e_1 = \frac{1}{E} (s_1 - u.s_2) = \frac{1}{50 \times 10^9} (300 - 0.25 \times (-200)) \times 10^3 = 7 \times 10^{-6}$$

$$e_y = e_2 = \frac{1}{E} (s_2 - u.s_1) = \frac{1}{50 \times 10^9} (300 - 0.25 \times (300)) \times 10^3 = -3.3 \times 10^{-6}$$

$$\Delta a = e_x \cdot a = 7 \times 10^{-6} \times 0.2 = 1.4 \times 10^{-6} \text{ m}$$

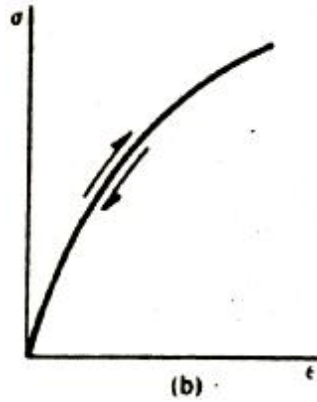
$$\Delta b = e_y \cdot b = -3.3 \times 10^{-6} \times 0.1 = -0.55 \times 10^{-6} \text{ m}$$

12-2- منحنی تنش - کرنش اجسام ایده آل



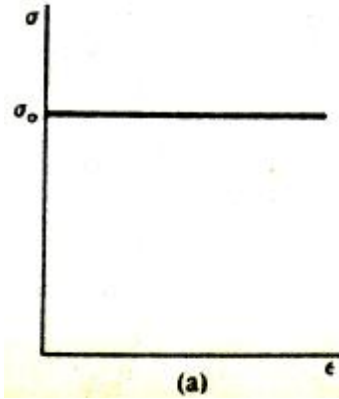
رفتار الاستیک خطی³

$$s = E.e$$

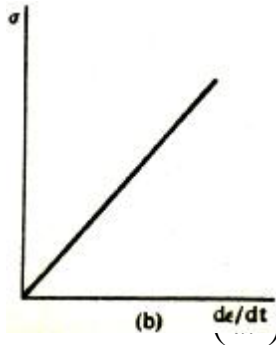


رفتار الاستیک غیر خطی²

$$s = f(e)$$

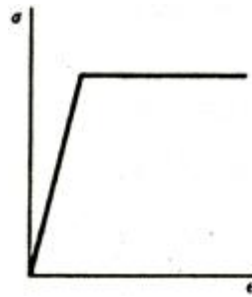


رفتار پلاستیک کامل¹

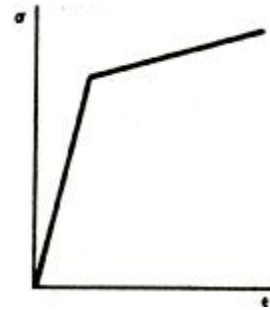


رفتار ویسکوز

$$s = m \left(\frac{de}{dt} \right)^n$$



رفتار الاستوپلاستیک⁴



رفتار الاستوپلاستیک با

سخت شوندهگی کرنش⁵

شکل 21-2- منحنی تنش - کرنش اجسام ایده آل مختلف

-
- 1- Perfectly Plastic
 - 2- Non Linear Elastic
 - 3- Linear Elastic
 - 4- Elasto-Plastic
 - 5- Elasto-Plastic With Strain Hardening

2-13- مؤلفه‌های تنش - کرنش در محورهای مختصات قطبی

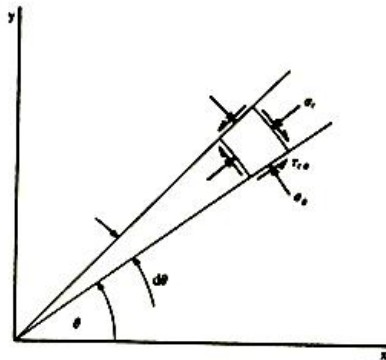
مرتبط ساختن مؤلفه‌های تنش و کرنش به محورهای مختصات قطبی در خیلی موارد ترجیح داده می‌شود. وضعیت یک نقطه در محورهای مورد بحث توسط Γ و q (شعاع واصل مبدأ بر نقطه مزبور و زاویه بین محور افقی و خط واصل) تعریف می‌شود.

المانی را که در شکل (2-22) نشان داده شد، ملاحظه نمائید مؤلفه‌های مؤثر تنش بر سطح‌های کناری آن با علائم s_r ، s_q ، t_{rq} و t_{qr} نشان داده شده است. کرنش‌های منطبق بر آنها نیز عبارتند از g_{rq} ، g_{qr} ، e_r و e_q با توجه به مطالب مطروحه در بحث‌های قبلی و با استفاده از روابط داده شده در بحث تنش‌های قائم و برشی می‌توان روابطی را بین مؤلفه‌های تنش در محورهای مختصات $r-q$ و $x-y$ نوشت:

$$s_r = s_x \cdot \cos^2 q + 2t_{xy} \cdot \sin q \cdot \cos q + s_y \cdot \sin^2 q$$

$$s_q = s_x \cdot \sin^2 q - 2t_{xy} \cdot \sin q \cdot \cos q + s_y \cdot \cos^2 q$$

$$t_{rq} = \frac{1}{2}(s_y - s_x) \cdot \sin 2q + t_{xy} \cdot \cos 2q$$



شکل 2-22- مؤلفه‌های تنش در محورهای مختصات قطبی

اگر روابط مربوط به s_r و s_q را طرف به طرف جمع کنیم:

$$s_r + s_q = s_x + s_y$$

معادلات مربوط به کرنش نیز پس از تبدیل بشرح زیر خواهد بود:

$$e_r = e_x \cdot \cos^2 q + g_{xy} \cdot \sin q \cdot \cos q + e_y \cdot \sin^2 q$$

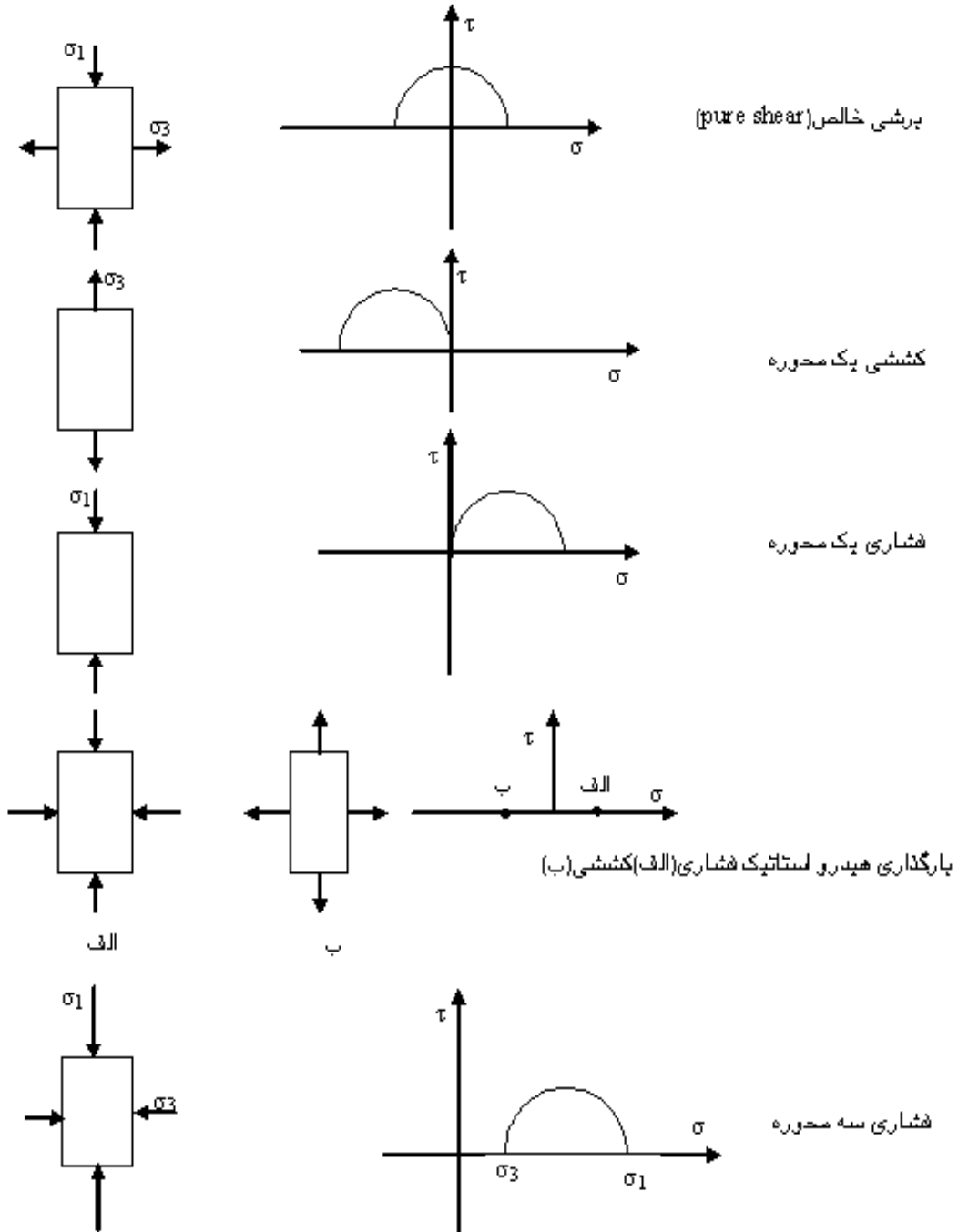
$$e_q = e_x \cdot \sin^2 q - g_{xy} \cdot \sin q \cdot \cos q + e_y \cdot \cos^2 q$$

$$e_r + e_q = e_x + e_y$$

مشابه روابط تنش خواهیم داشت:

14-2- دایره موهر برای شرایط مختلف بارگذاری

شرایط بارگذاری



شکل 2-24- دایره موهر برای شرایط مختلف بار گذاری

فصل سوم

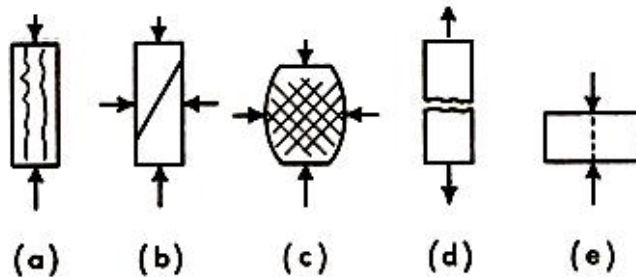
معیارهای شکست

3-1- معیارهای شکست¹

همانطوریکه از آزمایش‌ها نیز مشاهده می‌شود، وقتی تنش‌های مؤثر بر نمونه‌ها از مقدار معینی فراتر رود شکست، ترکیدن، گسیختگی و تسلیم سنگ در برابر بار اتفاق می‌افتد و یا شکست نمونه وقتی به بالاترین نقطه منحنی تنش و کرنش می‌رسیم اتفاق افتاده قبول می‌شود. در این بخش با استفاده از روش‌های تئوریک و تجربی بطور ساده نحوه شکستن سنگ و مقاومت آن تحت بارگذاری یک محوری و سه محوری مورد بحث قرار گرفته‌است.

قبل از شروع بحث معیارهای شکست لازم است که به انواع شکست‌هایی که در نمونه‌های آزمایشگاهی و تحت بارگذاری‌های مختلف بوجود می‌آید اشاره شود.

3-2- سطوح شکست (صفحه‌های شکست)



(a) شکافت قائم در فشار تک محوری (b) شکست برشی (c) ترکهای برشی چندگانه
(d) ترک کششی (e) ترک کششی ناشی از بارگذاری خطی

شکل 3-1- انواع شکست در نمونه‌های آزمایشگاهی

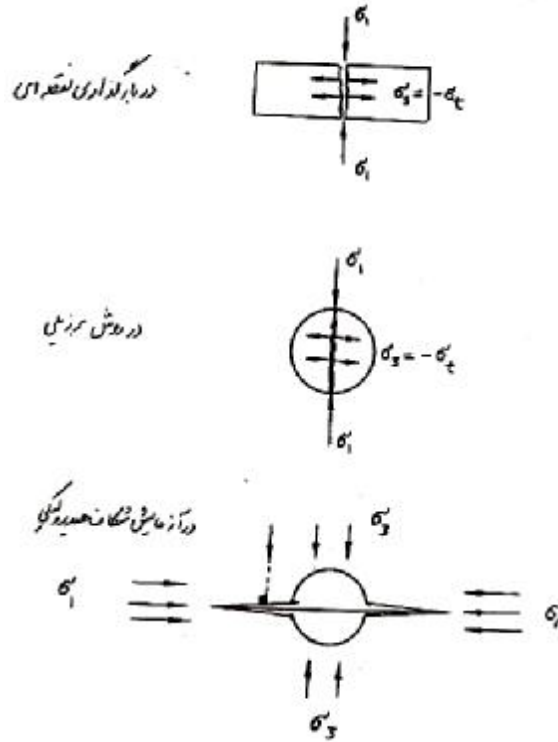
3-3- شکست (تسلیم) تحت اثر تنش‌های چند محوره²

برای اینکه شکست در اثر تنش‌های چند محوره اتفاق بیفتد (s_1, f, s_2, f, s_3) بایستی رابطه زیر که مشخصه جسم (سنگ) است صادق باشد.

(خواص سنگ و s_3 و $s_2 = f(s_1)$ این رابطه را معیار شکست گویند. این رابطه از نظر هندسی صفحه-ای را در محورهای مختصات s_1, s_2 و s_3 مشخص می‌کند. اطلاعاتی که در حال حاضر در مورد صفحه مذکور در دسترس می‌باشد، در شکل (3-3) نشان داده شده است.

1- Failure Criteria

2- Polyaxial Stress



شکل 3-2- انواع شکست

بطوریکه قبلاً نیز اشاره شد در مورد صفحه مورد بحث معلومات محدود زیر در دسترس است:

$S_1 = S_2 = 0 \Rightarrow S_3 = -S_T$ مقاومت کششی یک محوری

$S_3 = S_2 = 0 \Rightarrow S_1 = S_C$ مقاومت فشاری یک محوری

$S_1 > S_2 = S_3 \Rightarrow S_C.T = S_1$ مقاومت سه محوری

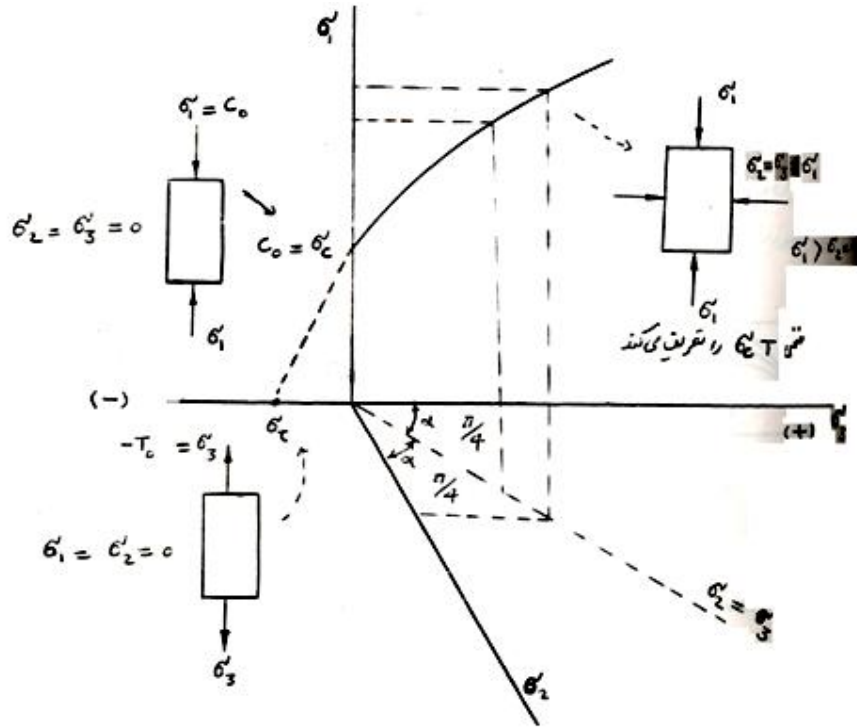
در مورد معیار شکست فرضیه‌های زیادی ارائه شده است که در ادامه مهمترین آنها توضیح داده می‌شود.

3-4- معیار تنش کششی ماکزیمم¹

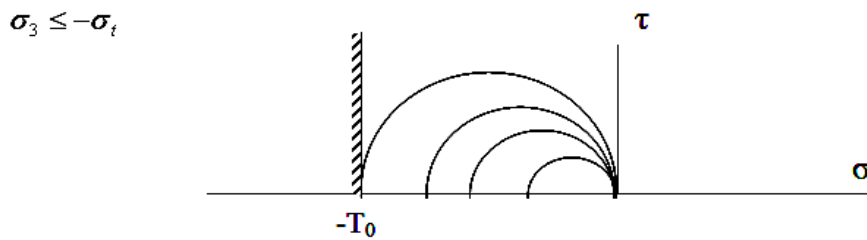
اگر تنش اصلی مینیمم (S_3) مساوی مقدار منفی مقاومت کششی سنگ باشد شکست اتفاق می‌افتد یعنی سنگ تحت تأثیر تنش کششی در حالت شکنندگی می‌شکند.

با توجه به شکننده بودن سنگها، وضعف سنگها در مقابل تنش کششی این معیار به کرات مورد استفاده قرار می‌گیرد.

1- Maximum Tensial Stress Criterion



شکل 3-3- معیار شکست تحت بار گذاری چند محوره



شکل 3-4- معیار شکست تنش کششی ماکزیمم

3-5- معیار تنش برشی ماکزیمم¹

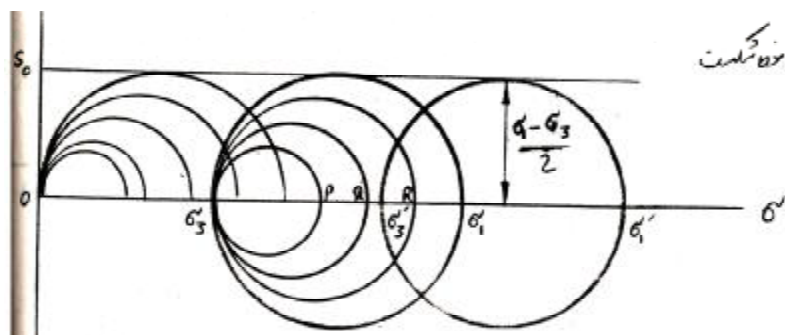
بر طبق این نظر سنگ وقتی می‌شکند که مقدار تنش برشی حداکثر با مقاومت چسبندگی سنگ (S_0) که در آزمایشگاه مشخص می‌شود برابر باشد.

1- Maximum Shear Stress Criterion

$$t_m = \frac{s_1 - s_3}{2} = S_0 \Rightarrow s_1 - s_3 = 2S_0$$

معیار فوق که به معیار ترزا¹ نیز مشهور است حالت خاصی از معیار کولمب می باشد، در بررسی شکست فلزات و رس های پلاستیک این معیار اهمیت زیادی پیدا می کند.

این معیار در شکل (5-3) به کمک دوایر موهر نشان داده شده است. همانطور که دیده می شود، با افزایش s_3 (تنش محدود کننده) شعاع دایره موهر تغییری نمی کند.



شکل 5-3- معیار شکست تنش برشی ماکزیمم

همانطوریکه از شکل (5-3) پیداست فشار جانبی هیچ گونه تأثیری در جهت بالا بردن مقاومت برشی جسم ندارد و اگر تنش جانبی را به ترتیب به s_3 ، s_3' و s_3'' افزایش دهیم، مقدار تنش برشی حداکثر (شعاع دایره موهر) از رابطه زیر حساب می شود:

$$t_m = \frac{s_1 - s_3}{2} = \frac{s_1' - s_3'}{2} = \frac{s_1'' - s_3''}{2} = S_0$$

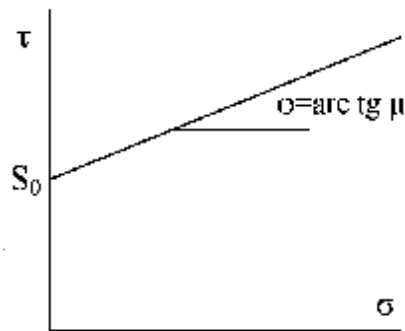
وقتی که t_m مساوی S_0 شود، شکست صورت می گیرد. خطی که از نقطه S_0 به موازات OS رسم شده معرف پوش شکست است. در حین آزمایش اگر s_3 را ثابت نگه داریم، با افزایش s_1 دوایر موهر با قطرهای s_3P ، s_3Q و s_3R بزرگ شده و بالاخره وقتی دایره با قطر $s_1 - s_3$ با پوش شکست مماس شود، شکست اتفاق می افتد.

6-3- معیار کولمب²

یکی از ساده ترین و در عین حال مهم ترین معیارهای شکست در سال 1773 توسط کولمب ارائه و بعدها در سال 1864 توسط ناویر³ اصلاح شد. کولمب مطالعات زیادی را در مورد اصطکاک انجام داد و

1- Tresca
2- The Coulomb Criterion
3- Navier

اظهار داشت که تنش برشی که باعث شکست سنگ در امتداد صفحه معینی می‌گردد، توسط نیروی چسبندگی¹ سنگ و حاصل ضرب تنش قائم مؤثر بر صفحه شکست با یک ضریب ثابت مقابله می‌شود. وی با توجه به آزمایش‌هایی که بر روی نمونه‌های سنگی انجام داد، شرایط شکست را در صفحه‌ای که با محور اصلی مینیمم زاویه b می‌سازد و یا بعبارت دیگر صفحه‌ای که عمود بر آن با محور اصلی تنش ماکزیمم (S_1) زاویه b می‌سازد را بصورت زیر بیان کرد [10].



شکل 3-6- منحنی نمایش معیار کولمب

$$|t| = S_0 + mS \quad (1)$$

$$|t| - mS = S_0 \quad (2)$$

که در آن:

t = تنش برشی مؤثر در صفحه شکست

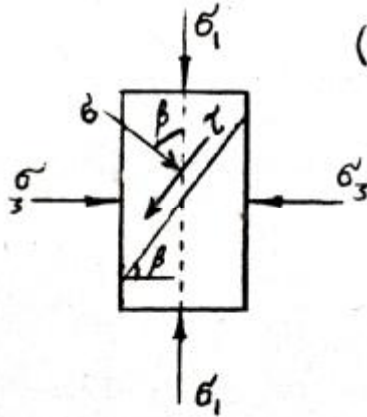
S_0 = معادل نیروی چسبندگی² (مقاومت برشی ذاتی سنگ)

m = ضریب اصطکاک داخلی³

S_0 را می‌توان بعنوان مقاومت برشی ذاتی⁴ سنگ در نظر گرفت. از آنجا که علامت تنش برشی (t) فقط جهت لغزش را مشخص می‌کند برای همین از قدر مطلق آن $|t|$ استفاده شده است. اسامی مختلفی برای معیار شکست فوق گذاشته شده از قبیل کولمب- ناویر و معیار موهر- کولمب که فقط بهتر است آن را معیار کولمب خواند.

با توجه به بحث‌های قبلی تنش‌های قائم و برشی مؤثر در صفحه‌ای که بردار عمود بر آن با امتداد تنش اصلی ماکزیمم (S_1) زاویه b می‌سازد، از روابط زیر بدست می‌آید.

-
- 1- Cohesion
 - 2- Cohesive Shear Strength
 - 3- Coefficient of Internal Friction
 - 4- Inherent Shear Strength



شکل 3-7- تنش‌های مؤثر در صفحه‌ای در داخل جسم

$$s = \frac{1}{2}(s_1 + s_3) + \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot \cos 2b \quad (3)$$

$$t = -\frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot \sin 2b \quad (4)$$

رابطه (1) عیناً در مکانیک خاک مورد استفاده قرار می‌گیرد. در آنجا S_0 نیروی چسبندگی نامیده شده و با C نشان داده می‌شود.

اگر مقادیر s و t را از رابطه‌های (3) و (4) در معادله (2) قرار داده شود خواهیم داشت:

$$|t| - ms = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot \sin 2b - m \left(\frac{1}{2}((s_1 + s_3) + (s_1 - s_3) \cdot \cos 2b) \right)$$

$$|t| - ms = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot (\sin 2b - m \cos 2b) - m \left(\frac{1}{2}(s_1 + s_3) \right) \quad (5)$$

شکست وقتی اتفاق می‌افتد که مقدار $|t| - ms$ یعنی رابطه (5) ماکزیمم شده و مساوی S_0 شود. اگر از رابطه فوق نسبت به b مشتق گرفته و مساوی صفر قرار داده شود مقادیری از b که باعث ماکزیمم شدن معادله فوق می‌شود بدست خواهد آمد:

$$\frac{\partial (|t| - ms)}{\partial b} = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot (2 \cos 2b + m \sin 2b) = 0$$

$$\frac{1}{2}(s_1 - s_3) \neq 0 \Rightarrow 2 \cos 2b + m \sin 2b = 0$$

$$\Rightarrow \frac{\cos 2b}{\cos 2b} + m \frac{\sin 2b}{\cos 2b} = 0 \Rightarrow 1 + m \tan 2b = 0 \Rightarrow \tan 2b = -\frac{1}{m} \quad (6)$$

چون $\tan 2b$ کوچکتر از صفر می‌باشد بنابراین $90^\circ < 2b < 180^\circ$ عبارت دیگر $45^\circ < b < 90^\circ$ قرار می‌گیرد. بدیهی است که مقدار b بستگی به m دارد.

با توجه به روابط مثلثاتی داریم:

$$\frac{1}{\cos^2 2b} = 1 + \tan^2 2b \quad , \quad \frac{1}{\sin^2 2b} = 1 + \cot^2 2b$$

$$\frac{1}{\cos^2 2b} = 1 + \left(-\frac{1}{m}\right)^2 \Rightarrow \frac{1}{\cos^2 2b} = \frac{m^2 + 1}{m^2} \Rightarrow \cos^2 2b = \frac{m^2}{1 + m^2} \Rightarrow \cos 2b = -m(1 + m^2)^{-\frac{1}{2}}$$

چون $90^\circ < 2b < 180^\circ$ است بنابراین $\cos 2b < 0$ خواهد بود.

$$\tan 2b = \frac{\sin 2b}{\cos 2b} = \frac{\sin 2b}{-m(1 + m^2)^{-\frac{1}{2}}} = -\frac{1}{m} \Rightarrow \sin 2b = (1 + m^2)^{-\frac{1}{2}}$$

$$\cos 2b = -m(1 + m^2)^{-\frac{1}{2}} \quad , \quad \sin 2b = (1 + m^2)^{-\frac{1}{2}} \quad (7)$$

اگر به جای $\sin 2b$ و $\cos 2b$ در معادله (5) مقادیر آنها را بر حسب m از رابطه (7) قرار دهیم مقدار $|t| - ms$ بر اساس تنش‌های اصلی یعنی s_1 و s_3 بدست می‌آید.

$$|t| - ms = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot (\sin 2b - m \cos 2b) - \frac{1}{2} m \cdot (s_1 + s_3)$$

$$\Rightarrow |t| - ms = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot (1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} m \cdot (s_1 + s_3) \quad (8-1)$$

با توجه به معادله (1) تا زمانی که مقدار $|t| - ms$ یعنی مقدار رابطه (8-1) از S_0 کمتر باشد شکست رخ نخواهد داد. بلکه شکست زمانی رخ می‌دهد که مقدار رابطه فوق (8-1) بزرگتر یا مساوی S_0 باشد. عبارت دیگر معیار شکست بر حسب s_1 و s_3 به شرح زیر خواهد بود:

$$(|t| - ms) \geq S_0$$

رابطه (8-1) را می‌توان به صورت زیر نوشت.

$$\Rightarrow |t| - ms = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot (1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2} m \cdot (s_1 + s_3)$$

$$|t| - ms = \frac{1}{2} \cdot \left[s_1 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) - s_3 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) \right] \quad (8-2)$$

$$|t| - ms = S_0$$

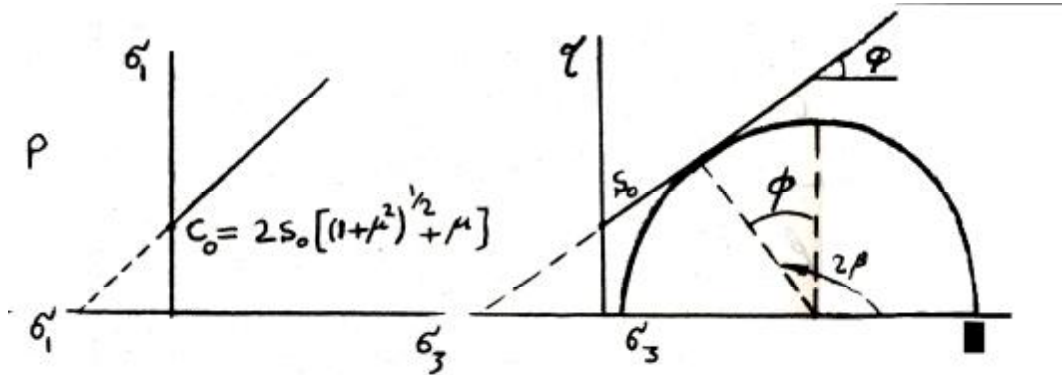
اگر رابطه فوق را مساوی S_0 قرار دهیم خواهیم داشت:

$$s_1 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) - s_3 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) = 2S_0 \quad (8)$$

معیار کولمب بر حسب s_1 و s_3 در صفحه $s_1 - s_3$ یک خط راست می‌باشد.

روابط فوق در محورهای مختصات $s_1 - s_3$ و همچنین $t - s$ با استفاده از دواير موهر نشان داده شده

است، خطی که توسط معادله (8) تعریف می‌شود محور s_1 را در نقطه‌ای مثل C_0 قطع می‌کند برای بدست آوردن مقدار C_0 کافی است که در معادله فوق $s_3 = 0$ فرض شود. معادله (8) را به صورت زیر می‌نویسیم.



شکل 8-3- معیار کولمب در محورهای مختصات $s_1 - s_3$ و همچنین $t - s$

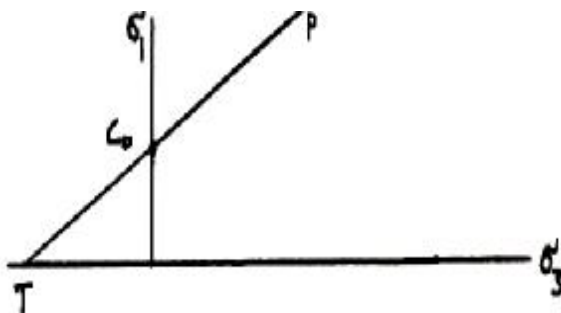
$$(s_3, s_1 \text{ معیار کولمب بر حسب } s_3, s_1) \quad s_1 = \frac{2S_0}{\left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - m \right)} + s_3 \frac{\left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + m \right)}{\left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - m \right)}$$

وقتی $s_3 = 0$ باشد s_1 مساوی مقاومت فشاری یک محوری سنگ خواهد بود.

$$s_3 = 0 \Rightarrow s_1 = C_0 = \frac{2S_0}{\left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - m \right)}$$

برای ساده‌تر نمودن روابط فوق صورت و مخرج کسر را در مزدوج مخرج ضرب می‌کنیم:

$$\Rightarrow C_0 = 2S_0 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) \quad (9)$$



شکل 9-3- خط معادله (9)

خط معادله فوق محور s_3 را در نقطه‌ای به مختصات (T) قطع می‌کند، برای پیدا کردن آن کافی است که در رابطه (8) به جای s_1 صفر قرار دهیم:

$$(8) \quad s_1 = 0 \Rightarrow s_3 = \frac{-2S_0}{\left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)} = \frac{-2S_0 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right)}{\left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right)}$$

$$\Rightarrow s_3 = -2S_0 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) \quad (9')$$

فقط مقدار بدست آمده برای s_3 در رابطه (9') مقاومت کششی یک محوری سنگ نیست زیرا اندازه-گیری‌ها نشان داده است که مقادیر حاصل برای مقاومت کششی یک محوری سنگ از مقدار حاصل از رابطه (9') خیلی کمتر است زیرا شرایط فیزیکی معیار کولمب را فقط به قسمتی از خط TC_0P محدود می‌کند. اساساً در رابطه (1) فرض بر این بوده است که s بایستی مثبت باشد. با استفاده از مقادیر b از رابطه (7) و جایگزینی آنها در رابطه (3) خواهیم داشت.
رابطه (3) طبق فرض:

$$s = \frac{1}{2}(s_1 + s_3) + \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot \cos 2b > 0$$

$$s = \frac{1}{2}(s_1 + s_3 + s_1 \cdot \cos 2b - s_3 \cdot \cos 2b) = \frac{1}{2}(s_1 \cdot (1 + \cos 2b) + s_3 \cdot (1 - \cos 2b)) > 0$$

$$s_1 \cdot \left(1 - m(1+m^2)^{-\frac{1}{2}} \right) + s_3 \cdot \left(1 + m(1+m^2)^{-\frac{1}{2}} \right) > 0$$

پس از ساده نمایی از منخرج کسرها صرف نظر می‌شود.

$$s_1 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) + s_3 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) > 0 \quad (10)$$

اگر رابطه فوق را با رابطه (8) ترکیب کنیم، خواهیم داشت.

$$(8) \quad s_1 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) + s_3 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) > 0$$

$$s_3 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) = -2S_0 + s_1 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right)$$

اگر مقدار فوق را در رابطه (10) قرار دهیم خواهیم داشت:

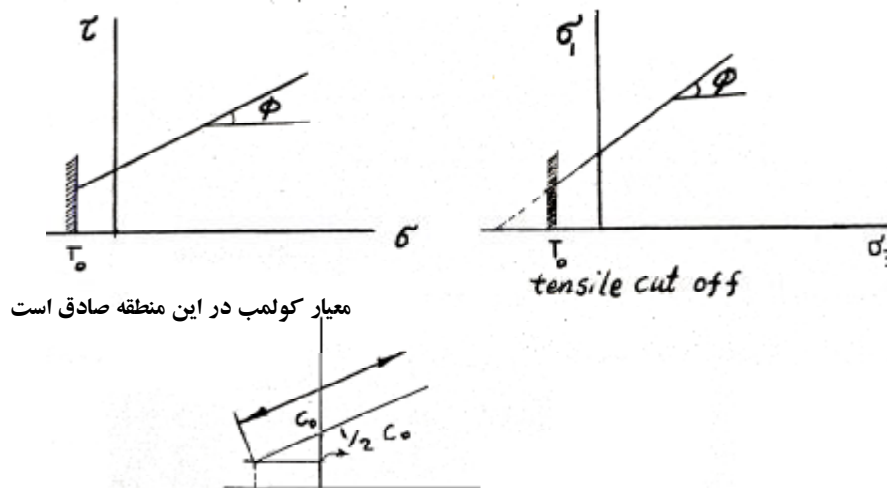
$$s_3 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) = -2S_0 + s_1 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right)$$

$$s_1 > \frac{S_0 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)}{\left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)} \Rightarrow s_1 > S_0 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)$$

فقط با توجه به رابطه (9) یعنی $C_0 = 2S_0 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)$ رابطه فوق مساوی نصف C_0 می باشد یعنی:

$$s_1 > S_0 \cdot \left((1+m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) = \frac{1}{2} C_0 \Rightarrow s_1 > \frac{1}{2} C_0$$

یعنی معیار فوق برای مقادیر کوچکتر از $\frac{1}{2} C_0$ برای s_1 قابل قبول نیست برای حل مسئله فوق معمولاً در مقدار معینی از T_0 (مقاومت کششی) از حد کشش¹ استفاده می کنند.



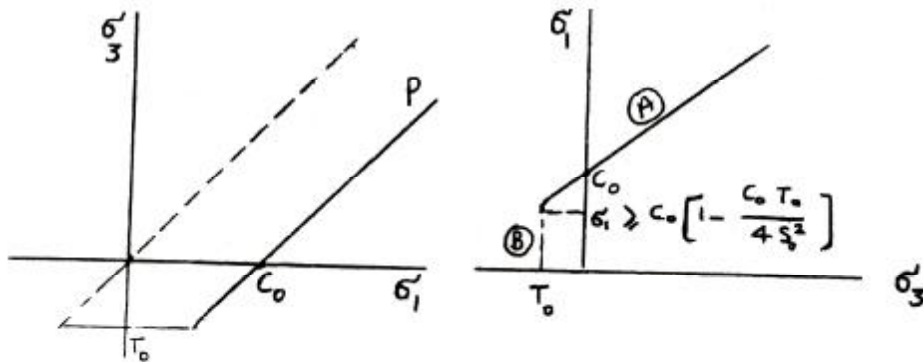
شکل 3-10- معیار ارائه شده در بالا و حد کشش

برای بعضی مقادیر منفی s_3 (کششی) به تجربه ثابت شده است که شکست های کششی در صفحات عمود بر امتداد s_3 ایجاد می شود (به خصوص در آزمایش یک محوری کششی). این رفتار با شکست برشی که تحت تأثیر تنش های فشاری حاصل می شود کاملاً فرق داشته و معیار دو قسمتی مفید و ساده-ای توسط پل² در سال 1961 برای این حالت ارائه شده است:

$$\text{اگر } s_1 > C_0 \cdot \left(1 - \frac{T_0 \cdot C_0}{4S_0^2} \right) \Rightarrow s_1 \cdot \left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - m \right) - s_3 \cdot \left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + m \right) = 2S_0 \quad (A)$$

1- Tensile Cut Off
2- Paul

$$\text{اگر } s_1 < C_0 \cdot \left(1 - \frac{C_0 T_0}{4S_0^2}\right) \Rightarrow s_3 = -T_0 \quad (B)$$



شکل 3-11- معیار دو قسمتی پل

حال زاویه b که زاویه صفحه شکست است را در نظر می‌گیریم. از رابطه (6) داشتیم:

$$\tan 2b = -\frac{1}{m} \Rightarrow 2b = \tan^{-1}\left(\frac{-1}{m}\right) = -\tan^{-1}\left(\frac{1}{m}\right)$$

$$2b = p - \tan^{-1}\left(\frac{1}{m}\right) \Rightarrow b = \frac{p}{2} - \frac{1}{2} \tan^{-1}\left(\frac{1}{m}\right)$$

حال می‌توان به ازاء مقادیر مختلف m در مورد زاویه b بحث کرد.

$$m \rightarrow 0 \Rightarrow b = \frac{p}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{p}{2}\right) = \frac{p}{2} - \frac{p}{4} = \frac{p}{4}$$

$$m \rightarrow 1 \Rightarrow b = \frac{p}{2} - \frac{1}{2} \left(\frac{p}{4}\right) = \frac{p}{2} - \frac{p}{8} = \frac{3p}{8}$$

$$m \rightarrow \infty \Rightarrow b = \frac{p}{2} - \frac{1}{2}(0) = \frac{p}{2}$$

بحث‌های قبل مستقل از علامت b بود. در حقیقت دو تا جهت برای صفحه شکست وجود دارد که با

شیب مساوی $\frac{1}{2} \tan^{-1}\left(\frac{1}{m}\right)$ نسبت به امتداد s_1 و در دو طرف آن قرار می‌گیرد. جهت‌های مزبور

جهت‌های مزدوج¹ یا هم یوغ نامیده می‌شوند.

رابطه اصلی معیار کولمب را می‌توان به صورت‌های مفید دیگری نوشت. زاویه اصطکاک داخلی (f) را

می‌توان بصورت زیر تعریف و معین کرد:

1- Conjugate Directions

$$m = \tan f$$

و همچنین:

$$\left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + m \right) = (\tan^2 f + 1)^{\frac{1}{2}} + \tan f = \frac{1}{\cos f} + \tan f = \sec f + \tan f$$

اگر فرض کنیم:

$$\tan a = \sec f + \tan f \Rightarrow \tan a = \frac{1}{\cos f} + \frac{\sin f}{\cos f} = \frac{1 + \sin f}{\cos f}$$

حال اگر در رابطه فوق بجای $\sin f$ و $\cos f$ روابط مثلثاتی مربوط به کمان $\left(f + \frac{p}{2} \right)$ را قرار دهیم:

$$\sin f = -\cos \left(f + \frac{p}{2} \right), \quad \cos f = \sin \left(f + \frac{p}{2} \right)$$

$$\tan a = \frac{1 - \cos \left(f + \frac{p}{2} \right)}{\sin \left(f + \frac{p}{2} \right)} = \frac{2 \sin^2 \left(\frac{f}{2} + \frac{p}{4} \right)}{2 \sin \left(\frac{f}{2} + \frac{p}{4} \right) \cos \left(\frac{f}{2} + \frac{p}{4} \right)} = \tan \left(\frac{f}{2} + \frac{p}{4} \right)$$

$$\Rightarrow \tan a = \tan \left(\frac{f}{2} + \frac{p}{4} \right) \Rightarrow a = \frac{f}{2} + \frac{p}{4} \quad (17)$$

با مقایسه رابطه فوق با رابطه $b = \frac{1}{2}p - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{1}{m} \right)$ می توان دریافت که $a = b$ است زیرا:

$$b = \frac{1}{2}p - \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{1}{m} \right), \quad a = \frac{f}{2} + \frac{p}{4}$$

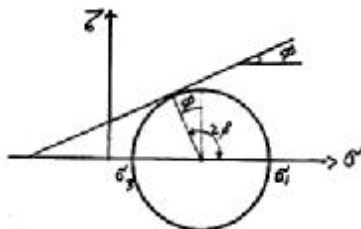
$$m = \tan f = 0 \Rightarrow f = 0 \Rightarrow b = \frac{p}{4} \quad ; \quad a = 0 + \frac{p}{4} = \frac{p}{4}$$

$$m = \tan f = 1 \Rightarrow f = \frac{p}{4} \Rightarrow b = \frac{3p}{8} \quad ; \quad a = \frac{p}{4} \times \frac{1}{2} + \frac{p}{4} = \frac{3p}{8}$$

$$m = \tan f = \infty \Rightarrow f = \frac{p}{2} \Rightarrow b = \frac{p}{2} \quad ; \quad a = \frac{p}{4} + \frac{p}{4} = \frac{p}{2}$$

$$2b = \frac{p}{2} + f \Rightarrow b = \frac{p}{4} + \frac{f}{2}$$

رابطه فوق را می توان با استفاده از دوایر موهر نیز اثبات کرد:



شکل 3-12- ارائه رابطه فوق توسط دایره موهر

علاوه بر این رابطه (8) را می توان با استفاده از روابط:

$$C_0 = 2S_0 \cdot \left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + m \right) \text{ و } \tan a = \left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + m \right)$$

بصورت زیر نوشت:

$$s_1 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) - s_3 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) = 2S_0$$

$$s_1 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) = 2S_0 + s_3 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)$$

$$s_1 = \frac{2S_0}{\left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right)} + s_3 \cdot \frac{\left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)}{\left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right)}$$

$$s_1 = \frac{2S_0 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)}{\left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)} + s_3 \cdot \frac{\left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)}{\left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} - m \right) \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)}$$

$$\Rightarrow s_1 = 2S_0 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right) + s_3 \cdot \left((1 + m^2)^{\frac{1}{2}} + m \right)^2$$

با توجه به فرض های قبلی و با جایگزینی خواهیم داشت:

$$s_1 = 2S_0 \cdot \tan a + s_3 \cdot \tan^2 a \quad (18)$$

$$s_1 = C_0 + s_3 \cdot \tan^2 a \quad (19)$$

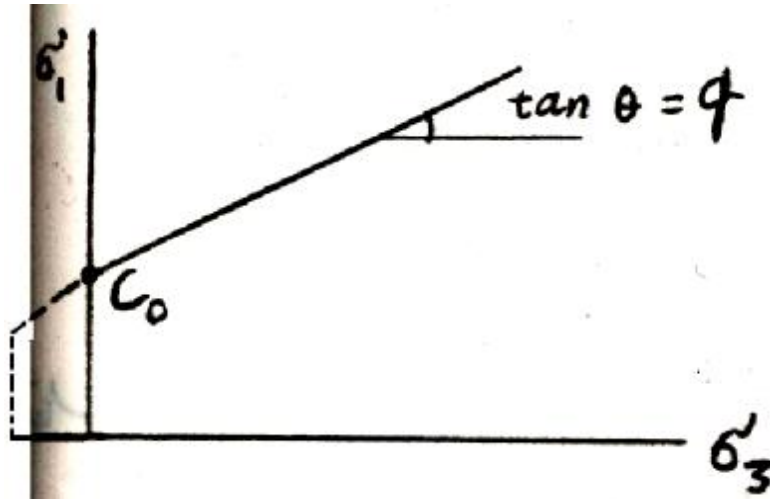
و با فرض $\tan^2 a = \left((m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} + m \right)^2 = q$ بطور ساده خواهیم داشت:

حالت فوق ساده ترین شکل معیار کولمب است که بیشترین کاربرد را داراست.

q عبارتست از شیب خط فوق که می توان آنرا با استفاده از رابطه (17) و یا (20) حساب کرد. آزمایش - های سه محوری انجام شده صحت روابط فوق را نشان می دهد. صفحه شکست با محور اصلی تنش زاویه ای کمتر از 45° می سازد.

یکی دیگر از راه های استفاده از معیار کولمب (رابطه 8)، با جایگزینی تنش قائم متوسط (s_m) و تنش برشی ماکزیمم (t_m) بشرح زیر بدست می آید.

$$(20)$$



شکل 3-13- ساده ترین حالت معیار کولمب

$$\begin{cases} s_m = \frac{1}{2}(s_1 + s_3) \\ t_m = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \end{cases} \quad (22)$$

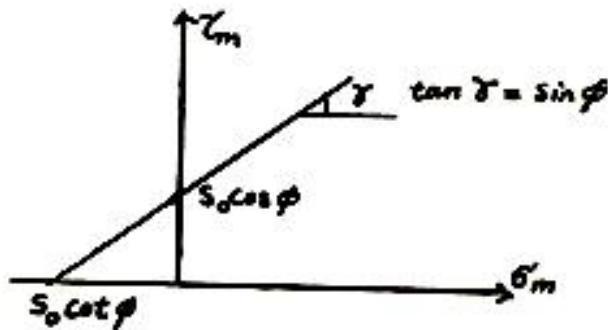
با توجه به روابط فوق، رابطه (8) به صورت زیر در می آید.

$$\frac{1}{2}(s_1 - s_3) \cdot (m^2 + 1)^{\frac{1}{2}} - \frac{1}{2}(s_1 + s_3) \cdot m = S_0 \quad ; \quad m = \tan f$$

$$t_m \cdot (1 + \tan^2 f)^{\frac{1}{2}} - s_m \cdot \tan f = S_0$$

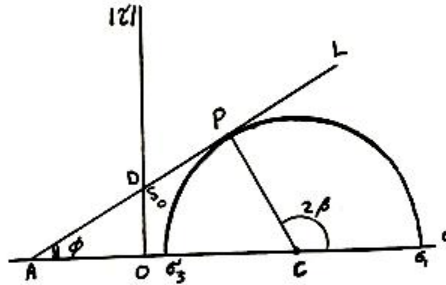
$$S_0 = t_m \cdot \left(\frac{1}{\cos f} \right) - s_m \cdot \left(\frac{\sin f}{\cos f} \right)$$

$$t_m = S_0 \cdot \cos f + s_m \cdot \sin f \quad (23)$$



شکل 3-14- معیار کولمب با جایگزینی تنش قائم متوسط (s_m) و تنش برشی ماکزیمم (t_m)

نتایج فوق را می توان با استفاده از دایره موهر و شکل (3-15) نیز بدست آورد.



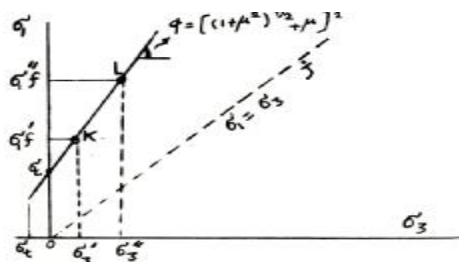
شکل 3-15- ارائه نتایج فوق توسط دایره موهر

عبارت $s_1 = c + q s_3$ مفیدترین صورت رابطه کولمب است. مقدار m برای اغلب سنگ‌ها در حدود $0/5 \approx 1$ تغییر می‌کند یعنی $q \approx 3/5 \approx 4/5$. وقتی $q = 1$ باشد معیار مربوط به اجسام پلاستیک بدست می‌آید (معیار ترزا). خط مزبور به همراه حد کشش در شکل (3-16) نشان داده شده است. برای بیان مفهوم فیزیکی خط شکست بر روی شکل، دو مسیر مختلف تنش در نظر گرفته شده است. خط OJ با شیب 45° شرایط $s_1 = s_3$ را بیان می‌کند یعنی نمونه تحت تأثیر تنش‌های هیدرواستاتیک قرار گرفته باشد.

در کل برای سنگ‌ها همیشه $q > 1$ می‌باشد و OJ هیچ وقت پوش شکست (منحنی شکست) را قطع نخواهد کرد یعنی شکست اتفاق نخواهد افتاد.

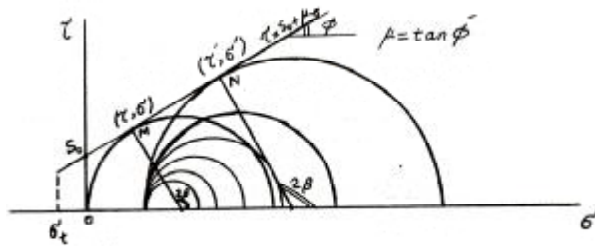
از طرف دیگر اگر در آزمایش سه محوری فشار جانبی $s_3 = s'_3$ را ثابت نگه داشته و مقدار s_1 را در امتداد $s'_3 K$ افزایش دهیم که در نقطه K منحنی پوش را قطع کرده و شکست اتفاق خواهد افتاد (وقتی که $s_1 = s'_1 f$) و این مقدار تنش $s'_1 f$ در حالتی که تنش جانبی مؤثر s'_3 باشد بعنوان مقاومت فشاری سه محوری تعریف می‌شود.

برای تنشهای بالاتر s_3 ، خط شکست در نقطه L قطع خواهد شد و مقاومت سه محوری حاصل، از حالت قبل بیشتر خواهد شد یعنی: $s''_1 f > s'_1 f$ و این نیز تأثیر فشارهای جانبی را در مقاومت سنگ نشان می‌دهد.



شکل 3-16- تأثیر فشارهای جانبی در مقاومت سنگ

نتایج حاصل از آزمایش‌های یک محوری و سه محوری معمولاً با استفاده از دواير موهر در محورهای $t-s$ نشان داده می‌شود. در شکل (3-17) رابطه $|t| = S_0 + ms$ یعنی رابطه کولمب نشان داده شده است. در بارگذاری یک محور ($s_3 = 0$)، آزمایش در نقطه O شروع می‌شود. با افزایش تنش s_1 قطر دایره موهری که نشان دهنده حالت تنش در داخل نمونه است بزرگتر شده و با خط معیار شکست برخورد می‌کند و وقتی که $s_1 = s_c$ باشد در نقطه M با هم برخورد کرده و شکست رخ می‌دهد. مختصات نقطه M مقادیر t و s مؤثر در صفحه شکست را در لحظه شکست نشان می‌دهد. به همین ترتیب یک آزمایش سه محوری با فشار جانبی $s_3 = s'_3$ شروع شده با افزایش s_1 دایره‌های به قطر s_3P ، s'_3Q و s'_3R که نشان دهنده حالت تنش در داخل نمونه هستند بزرگتر شده و در نقطه $N(s', t')$ معیار شکست تحقق پیدا می‌کند. همانطوریکه از شکل پیداست با افزایش فشار جانبی قطر دایره موهر در لحظه شکست افزایش پیدا می‌کند و این نیز برعکس اجسام پلاستیک نشان می‌دهد که با افزایش فشارهای جانبی مقاومت سنگ‌ها افزایش می‌یابد.



شکل 3-17- افزایش قطر دایره موهر در لحظه شکست با افزایش فشار جانبی

3-7- معیار موهر¹

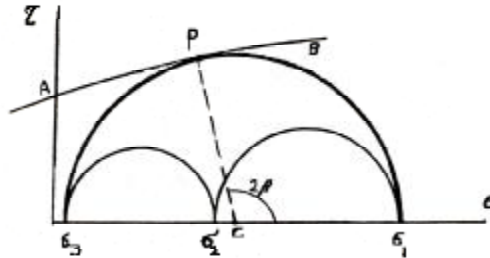
طبق نظر موهر (سال 1900) وقتی که شکست برشی در امتداد صفحه‌ای اتفاق می‌افتد بین تنش‌های قائم (s) و برشی (t) مؤثر بر صفحه رابطه تابعی زیر موجود است، این رابطه می‌تواند خط و یا منحنی باشد.

$$|t| = f(s)$$

رابطه فوق در محورهای $t-s$ توسط یک منحنی مثل AB نشان داده می‌شود. اگر سه تنش اصلی مختلف s_1 ، s_2 ، s_3 داشته باشیم مقادیر s و t را می‌توان با استفاده از دواير موهر بدست آورد. تا

1- Mohrs Hypothesis

زمانیکه مقادیر s و t در زیر منحنی AB هستند، شکست اتفاق نخواهد افتاد (شکل 3-18). بلکه شکست وقتی اتفاق می افتد که دایره‌ای به مرکز C و به قطر $s_1 - s_3$ با منحنی AB برخورد کند و یا در بالای آن قرار گیرد.



شکل 3-18- عدم تأثیر تنش اصلی متوسط s_2 در شکست

با توجه به شکل (3-18) می توان دریافت که تنش اصلی متوسط (s_2) در شکست تأثیری ندارد و صفحه شکست در امتداد تنش اصلی متوسط قرار دارد که عمود بر آن با جهت تنش اصلی ماکزیمم زاویه b می سازد.

در صورتیکه زاویه $2b$ عبارتست از زاویه PCs_1 که خط عمود بر AB با محور s درست می کند. منحنی AB توسط رابطه معینی تعریف نشده و توسط تعدادی آزمایش های سه محوری، بصورت پوش¹ بر دایره های موهر بدست آمده، رسم می شود. زاویه شکست با رسم خط عمود بر AB از مرکز دایره موهر بدست می آید. پوش موهر معمولاً کمی بطرف پایین تقعر دارد یعنی با افزایش تنش متوسط $\frac{1}{2}(s_1 + s_3)$ زاویه بین صفحه شکست و جهت تنش اصلی افزایش می یابد.

برای اجسام شکننده $s_1 - s_3$ با افزایش s_3 بیشتر خواهد شد، یعنی منحنی پوش به طرف راست بازرتر خواهد شد. با فرض خطی بودن پوش موهر معیار موهر و کولمب با هم مطابقت خواهند داشت و معادله $|t| = f(s)$ بصورت خطی $|t| = s_0 + m.s$ در خواهد آمد. در تئوری گریفیت، پوش شکست بصورت پارابلیک (سه موی) در خواهد آمد.

معیار کولمب با استفاده از تنش متوسط $s_m = \frac{1}{2}(s_1 + s_3)$ و تنش برشی ماکزیمم $t_m = \frac{1}{2}(s_1 - s_3)$ بصورت زیر نوشته شده بود:

$$t_m = s_m \cdot \sin f + S_0 \cdot \cos f \quad (A)$$

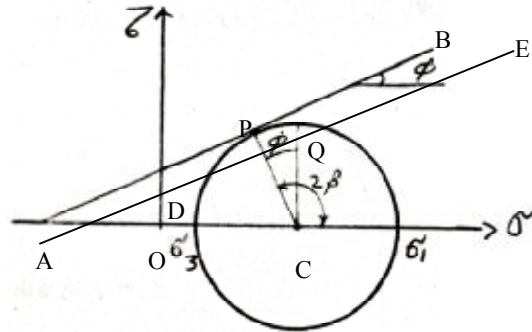
رابطه فوق با خط راست ADE در شکل (3-19) مطابقت دارد. بطوریکه:

1- Mohrs Envelope

$$OA = -S_0 \cdot \cot f$$

$$OD = S_0 \cdot \cos f$$

$$DAO = \tan^{-1}(\sin f)$$



شکل 3-19- پوش موهر برای معیار موهر

پوش موهر برای معیار فوق پوش دایره موهری مثل CQ خواهد بود (با مرکز C و شعاع t_m) پوش مزبور بصورت خط APB مماس بر دایره خواهد بود. شیب خط مزبور عبارتست از:

$$\sin PAC = \frac{CP}{AC}$$

$$CP = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) = t_m$$

$$AC = AO + OC = S_0 \cdot \cot f + \frac{1}{2}(s_1 + s_3) = S_0 \cdot \cot f + s_m$$

$$\Rightarrow \sin PAC = \frac{t_m}{s_m + S_0 \cdot \cot f}$$

$$(A) \Rightarrow t_m = s_m \cdot \sin f + S_0 \cdot \cos f = \sin f \cdot (s_m + S_0 \cdot \cot f)$$

$$\Rightarrow \sin f = \frac{t_m}{s_m + S_0 \cdot \cot f}$$

یعنی زاویه PAC عبارتست از زاویه f یعنی زاویه اصطکاک داخلی و رابطه مربوط به پوش موهر عبارت است از:

$$t = S_0 + s \cdot \tan f = S_0 + ms$$

8-3- معیار گریفیث¹

گریفیث برای اولین بار تئوری خود را بر روی پلاکی از شیشه با ضخامت واحد دارای ترکی بیضی

1- Griffith

شکل به طول محور بزرگ $2c$ برای گسترش ترک انجام داد و نتیجه گرفت ترک وقتی گسترش می یابد که:

$$s_t \geq \sqrt{\frac{2E.a}{p.c}}$$

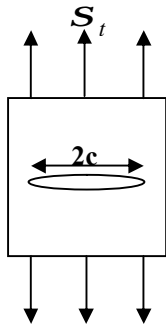
که در آن:

a : انرژی سطحی در سطوح دیواره ترکها بر حسب $\left(\frac{j}{m^2}\right)$

E : مدول یانگ نمونه بدون ترک

c : نصف طول ترک

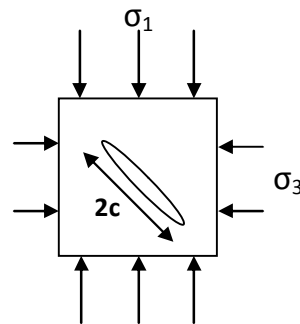
s_t : تنش کششی



گرفیفت سپس تئوری خود را برای حالات فشاری نیز بسط داد. در این نظریه نامبرده از تأثیر اصطکاکی دیواره درزهها چشم پوشی کرد.

$$\text{اگر } s_1 + 3s_3 > 0 \quad \Rightarrow \quad (s_1 - s_3)^2 = 8s_t \cdot (s_1 + s_3)$$

$$\text{اگر } s_1 + 3s_3 < 0 \quad \Rightarrow \quad s_3 = -s_t$$



رابطه فوق، برحسب تنش برشی و قائم مؤثر بر صفحه ای که از محور بزرگ بیضی (ترک) عبور می کند بصورت زیر ارائه شده است.

رابطه فوق نشان می دهد که وقتی $s_3 = 0$ باشد. معادله بصورت زیر است:

$$(s_1)^2 = 8s_t \cdot s_1$$

$$s_1 = 8s_t$$

$$s_1 = s_c = C_0 = 8T_0$$

یعنی مقاومت فشاری سنگ 8 برابر مقاومت کششی است ولی آزمایش‌های انجام شده نشان می‌دهد که در حقیقت نسبت مزبور بیشتر از مقدار فوق است. مورل¹ تئوری خود را با استفاده از حالت تنش سه محوری بصورت زیر بسط داد.

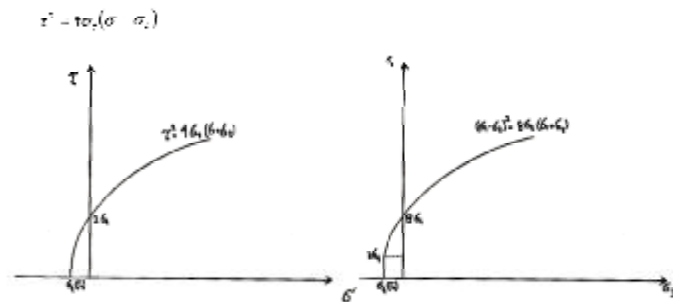
$$(s_1 - s_2)^2 + (s_2 - s_3)^2 + (s_3 - s_1)^2 = 24s_t \cdot (s_1 + s_2 + s_3)$$

$$(t_{oct})^2 = 8s_t \cdot (s_{oct})$$

برای بارگذاری یک محوری رابطه فوق بصورت مقابل در می‌آید:

$$C_0 = 12 \cdot s_t$$

که تطابق بهتری با نتایج عملی دارد.



شکل 3-20- معیار شکست گریفث

والش² و مک کلینتاک³ با در نظر گرفتن اثر اصطکاکی سطح ترک معیار گریفث را به صورت زیر اصلاح کردند:

$$m \cdot (s_3 + s_1 - 2s_c) + (s_1 - s_3) \cdot (1 + m^2)^{0.5} = 4s_t \cdot \left(1 - \left(\frac{s_c}{s_t} \right) \right)^{0.5}$$

فقط براس⁴ دریافت که مقدار s_c در رابطه فوق در مقایسه با سایر مقادیر بسیار کمتر است و می‌توان از آن صرف نظر کرد:

$$m \cdot (s_1 + s_3) + (s_1 - s_3) \cdot (1 + m^2)^{0.5} = 4s_t$$

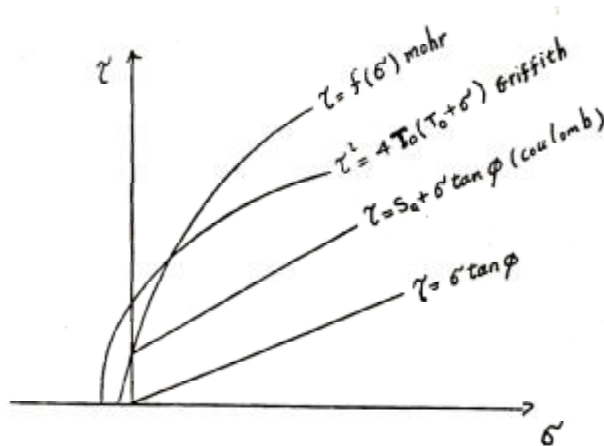
در رابطه فوق:

m : ضریب اصطکاک در سطح ترک‌ها

1- Murrell
2- Walsh
3- MC Clintock
4- Brace

S_1 : مقاومت کششی

S_c : تنش لازم بحرانی عمود بر سطح ترک جهت بسته شدن ترک‌ها



شکل 3-21- پوش موهر برای معیارهای مختلف

3-9- معیارهای تجربی مقاومت¹

تجربه نشان می‌دهد که هیچ یک از معیارهای مقاومت موجود که دو تای آن بطور مفصل مورد بحث قرار گرفت بطور کامل و دقیق پاسخگوی شرایط مختلف بارگذاری نیست و مشاهده می‌شود که پوش-های $t-s$ و s_1-s_3 اغلب خطی نبوده، بلکه بصورت منحنی هستند که می‌توان آنها را بصورت قانون توان² ارائه کرد. در سال 1965 مورل³ معیار تجربی زیر را پیشنهاد کرد (قانون توان).

$$s_1 = s_c + B.(s_3)^A$$

$$t = S_0 + b.(s_n)^a$$

S_1 : تنش اصلی حداکثر

S_3 : تنش اصلی حداقل

A, B, a و b ضرائب هستند.

a و A کمتر از یک بوده و B و b دارای واحد هستند.

1- Empirical Strength Criteria

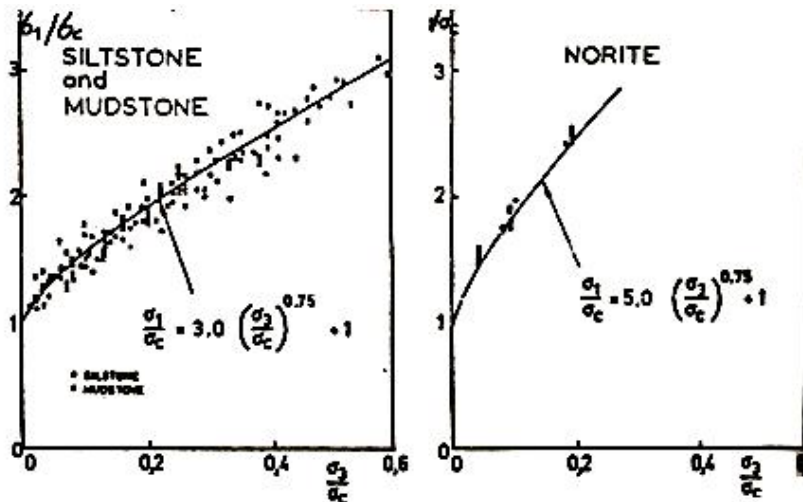
2- Power Law

3- Murrell

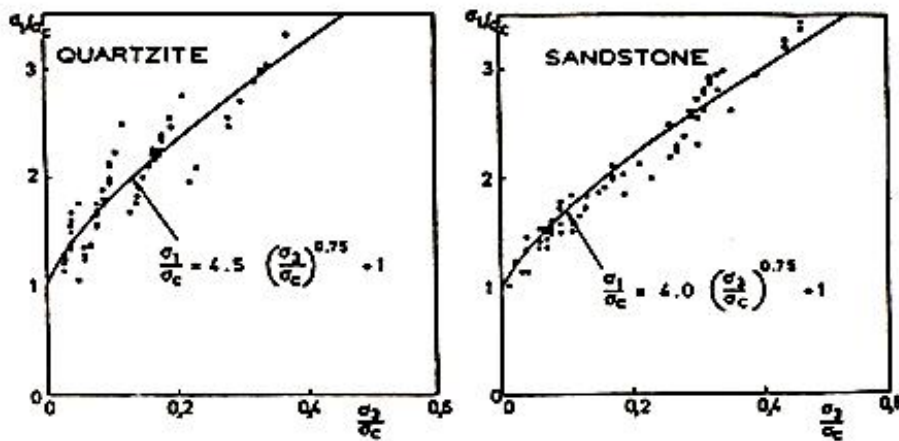
ضرائب فوق بدون بعد نبوده و به همین علت مشکلاتی را فراهم می‌کنند. این مشکل را می‌توان به کمک نرمالیزه کردن¹ رابطه فوق یعنی تقسیم طرفین رابطه به s_c حل کرد. که در این حالت:

$$\frac{s_1}{s_c} = K \cdot \left(\frac{s_2}{s_c} \right)^A + 1 \quad ; \quad K = 3 \approx 5 \quad , \quad A = 0.75$$

معیار فوق توسط بنیاوسکی² بر روی تعداد زیادی نمونه از سنگ‌های آفریقای جنوبی انجام و نتایج زیر بدست آمده است.

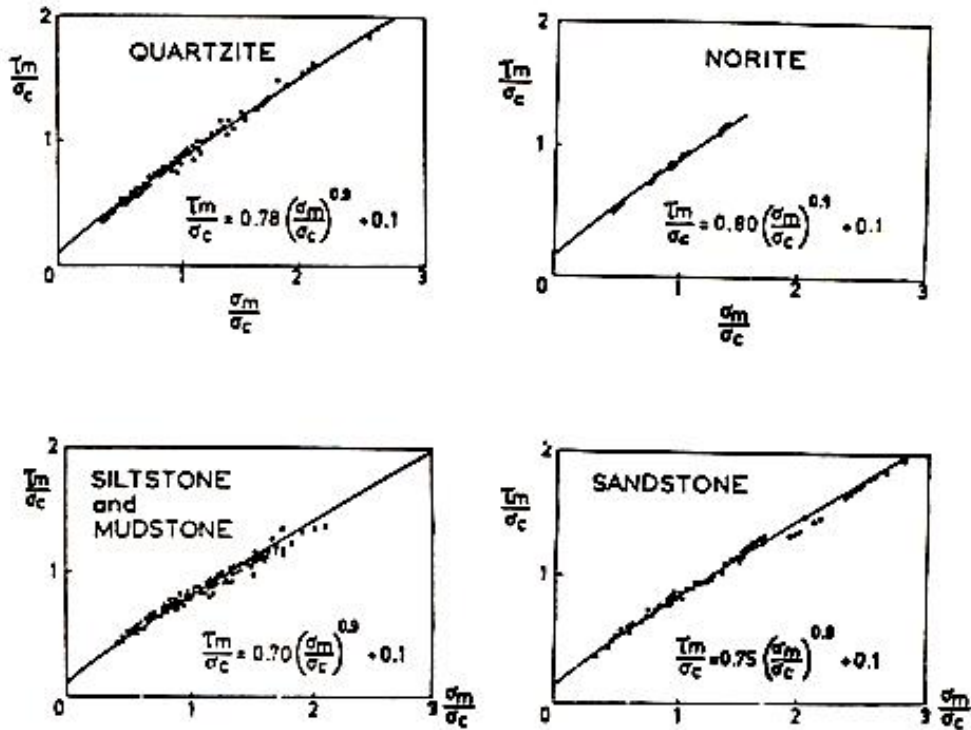


شکل 3-22- شکست در آزمایش فشاری سه محوری برای سه نوع سنگ



شکل 3-23- شکست در آزمایش فشاری سه محوری برای دو نوع سنگ

- 1- Normalize
- 2- Bieniawski



شکل 3-24- رابطه بین تنش برشی ماکزیمم و تنش قائم متوسط در شکست برای انواع سنگ‌ها

(نتایج کاربرد معیار هوک توسط بیناویسکی بر روی تعدادی از سنگ‌های آفریقای جنوبی)

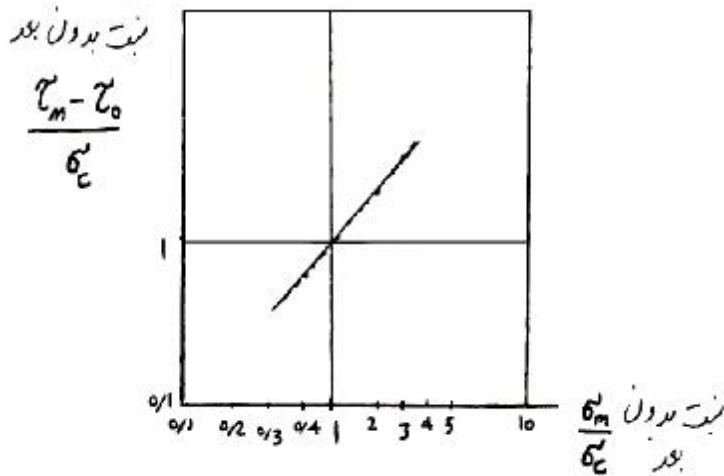
صورت دیگری از قانون توان توسط هوک¹ در سال 1968 پیشنهاد و توسط بیناویسکی مورد استفاده قرار گرفت این معیار بر اساس تنش برشی ماکزیمم و تنش قائم متوسط بیان شده است (نقطه بالای دایره موهر).

$$\frac{t_m - t_0}{s_c} = B \cdot \left(\frac{s_m}{s_c} \right)^c \quad (a)$$

$$t_m = \frac{1}{2}(s_1 - s_3) \quad ; \quad s_m = \frac{1}{2}(s_1 + s_3)$$

t_0 و B در رابطه بالا ثابت هستند.

1- Hoek



شکل 3-25- معیار تجربی مقاومت بر اساس تنش برشی ماکزیمم و تنش قائم متوسط

برای مقاصد علمی می‌توان $s_t = t_0$ یعنی مقاومت کششی یک محوره سنگ فرض کرد و از آنجا که s_m و t_m مختصات نقطه بالایی دایره موهر هستند (یکی شعاع و دیگری فاصله مرکز دایره از مبدا مختصات) معیار بدست آمده مکان هندسی نقاط بالایی دایره موهر است.

$$\frac{t_m - t_0}{s_c} = B \cdot \left(\frac{s_m}{s_c} \right)^c$$

$$\frac{t_m}{s_c} = B \cdot \left(\frac{s_m}{s_c} \right)^c + \frac{t_0}{s_0} = B \cdot \left(\frac{s_m}{s_c} \right)^c + \frac{s_t}{s_c} \Rightarrow \frac{s_t}{s_c} \cong 0.1$$

$$\frac{t_m}{s_c} = B \cdot \left(\frac{s_m}{s_c} \right)^c + 0.1$$

و همچنین رابطه (a) را می‌توان بصورت لگاریتمی زیر در آورد و ضرائب B و c را بدست آورد:

$$\log_{10} \left(\frac{t_m - t_0}{s_c} \right) = \log_{10} B + c \cdot \log_{10} \left(\frac{s_m}{s_c} \right)$$

در واقع یک معیار شکست خوب و کامل بایستی دارای خواص زیر باشد:

1- بایستی بتواند عکس العمل سنگ بکر را در مقابل تمامی شرایط مختلف تنش‌های احتمالی در زیرزمین شرح دهد. دامنه تغییرات این شرایط از تنش کششی یک محوری تا فشاری سه محوری تغییر می‌کند.

2- بایستی قادر به پیش‌بینی اثر یک و یا چندین گروه ناپیوستگی در رفتار نمونه سنگ باشد.

3- بایستی بتواند هر چند به طور تقریبی رفتار توده سنگ را که شامل تعدادی گروه درزه و ناپیوستگی می‌باشد، مشخص نماید.

3-10- معیار شکست تجربی هوک و براون

اساس این معیار تجربی؛ معیار گریفیت و مک کلین تاک و والش می باشد. به نظر نامبردگان، در حین شکست روابط زیر بین تنش های اصلی موجود است.

$$s_1 = s_3 + \sqrt{m.s_c.s_3 + S.s_c^2} \quad (\text{الف})$$

s_1 : تنش اصلی ماکزیمم در حین شکست

s_3 : تنش اصلی می نیمم در حین شکست

s_c : مقاومت فشاری یک محوری ماده سنگ

m, S : ضرائب خواص سنگ و نحوه شکست آن قبل از قرارگیری تحت تأثیر تنش های s_1, s_3 .

$$\frac{s_1}{s_c} = \frac{s_3}{s_c} + \sqrt{m \frac{s_3}{s_c} + S} \quad (\text{شکل در صفحه بعد})$$

$$s_3 = 0 \Rightarrow s_1 = \sqrt{S.s_c^2} \quad \Rightarrow \quad s_{cs} = s_1 = s_c \quad \text{و} \quad S = 1 \quad \text{برای سنگ بکر}$$

برای سنگی که قبلاً شکسته ($S < 1$) و مقاومت در فشار جانبی صفر از رابطه فوق بدست می آید. در صورتیکه s_c مقاومت فشاری یک محوری سنگ بکر نمونه است.

مقاومت کششی یک محوری نمونه با جایگزین کردن $s_1 = 0$ در رابطه (الف) بدست می آید:

$$s_3 + \sqrt{m.s_c.s_3 + S.s_c^2} = 0 \Rightarrow s_3^2 = m.s_c.s_3 + S.s_c^2$$

$$\Rightarrow s_3^2 - (m.s_c).s_3 - (S.s_c^2) = 0 \quad \text{معادله درجه دوم} \quad \Delta = m^2.s_c^2 + 4S.s_c^2 = s_c^2.(m^2 + 4S)$$

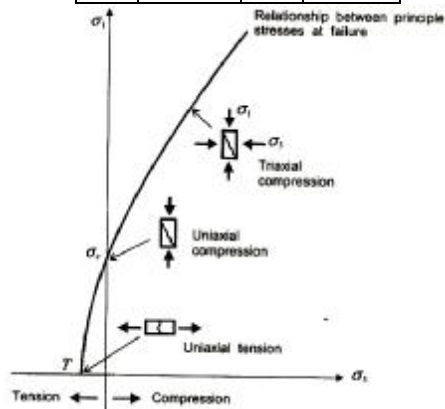
$$s_3 = s_t = \frac{m.s_c \pm s_c \sqrt{m^2 + 4S}}{2} \Rightarrow s_t = \frac{1}{2}.s_c.(m - \sqrt{m^2 + 4S})$$

3-10-1- ضمیمه معیار هوک و براون

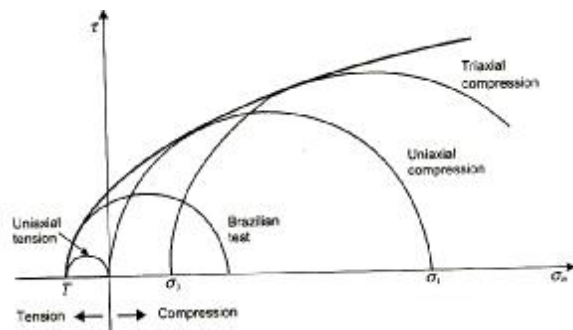
مقادیر ثابت m توسط هوک و دیگران (1992) برای سنگ های مختلف به شرح زیر محاسبه و یا تخمین زده شده است.

25/8	گابرو	31/2	آمفیبولیت
29/2	گنیس	18/9	آندزیت
32/7	گرانیت	13/2	آنهدریت
15/5	ژیپس	17	بازالت
8/4	سنگ آهک	7/2	چالک
21/7	نوریت	19/3	چرت

23/7	کوارتزیت	3/4	کلی ستون
20	ریولیت	15/2	دولریت
9/6	ماسه سنگ	10/1	دولومیت
		11/4	لایسنگ



شکل 3-26- ارائه گرافیکی شرایط تنش برای شکست ماده سنگ تحت (S_1, S_3)



شکل 3-27- نمایش شرایط تنش شکل (26-3) توسط دایره موهر

3-10-2- معیار اصلاح شده هوک - براون برای سنگ بکر

هوک و براون معیار خود را بارها اصلاح کردند آخرین صورت معیار مزبور بشرح زیر است [11].

$$s'_1 = s'_3 + s_c \cdot \left(m_i \cdot \left(\frac{s'_3}{s_c} + 1 \right) \right)^{\frac{1}{2}}$$

s'_1, s'_3 : تنش‌های اصلی مؤثر

s_c : مقاومت فشاری یک محوری سنگ بکر

m_i : ضریب مربوط به ماده سنگ یا سنگ بکر

$$s_c = \frac{S_{cd}}{(50/d)^{0.18}}$$

بهترین راه برای بدست آوردن s_c و m_i استفاده از آزمایش سه محوری می باشد. نتایج آزمایش های سه محوری را می توان به کمک نرم افزار Rock Data تحلیل نمود.

3-10-3- معیار هوک و براون برای توده سنگ

$$s_1' = s_3' + s_c \cdot \left(m_b \cdot \left(\frac{s_3'}{s_c} \right) + S \right)^a$$

m_b : مقدار m برای توده سنگ

s و a : ضرایب مربوط به خواص توده سنگ

s_c : مقاومت فشاری یک محوری سنگ بکر

معیار اولیه برای سنگ هایی با کیفیت خوب تا متوسط که در آن مقاومت توده سنگ توسط قفل شدگی محکم تکه های گوشه دار سنگ کنترل می شود جواب خوبی داده است.

معیار شکست چنین توده سنگی را می توان با فرض $a = 0.5$ در معادله بالا بدست آورد.

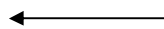
$$s_1' = s_3' + s_c \cdot \left(m_b \cdot \left(\frac{s_3'}{s_c} \right) + S \right)^{0.5}$$

در توده سنگ های ضعیف که در آن قفل شدگی تکه های سنگ در اثر هوازدگی و حرکت برشی تخریب شده است، توده سنگ فاقد مقاومت کششی و یا نیروی چسبندگی بوده و نمونه بدون فشارهای جانبی و محدود کننده خواهد ریخت برای این سنگ ها معیار اصلاح شده بسیار مناسب تر بوده که با در نظر گرفتن $s = 0$ در رابطه قبلی بدست می آید.

$$s_1' = s_3' + s_c \cdot \left(m_b \cdot \left(\frac{s_3'}{s_c} \right) \right)^a$$

روابط فوق بدون پیدا کردن و تخمین ضرایب m_b ، s و a به طرق مختلف هیچ ارزشی نخواهد داشت. ضرایب مزبور را می توان به کمک رده بندی مهندسی توده سنگ RMR_{1976} بدست آورد. فقط این پروسه برای توده سنگ های با RMR کمتر از 25 کارائی ندارد. برای این نوع سنگ ها هوک و براون رده بندی جدیدی بنام GSI^1 که $10 < GSI < 100$ معرفی کردند. که آنرا می توان به روش زیر بدست آورد.

$$GSI = RMR_{76}$$



$$RMR_{76} > 18 \quad \text{برای}$$

1- Geological Strength Index

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

برای $RMR_{76} < 18$ رده‌بندی سال 76 بیناویسکی را نمی‌توان بکار گرفت و در این حالت بهتر است از رده‌بندی Q' بارتون و همکاران استفاده کرد.

برای RMR_{89} و در حالت $RMR_{89} > 23$ ← $GSI = RMR_{89} - 5$

برای $RMR_{89} < 23$ رده‌بندی بیناویسکی قابل قبول نبوده و به جای آن از رده‌بندی Q' استفاده می‌شود.

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \longrightarrow GSI = 9 \times \log_{10}(Q') + 44$$

حداقل Q' معادل 0.0208 می‌باشد که معادل $GSI = 9$ برای یک زون برشی و یا گسله نیمه‌پرشده از رس می‌باشد.

بنابراین برای سنگ بهم نخورده¹ داریم:

اگر $GSI > 25$ آنگاه:

$$\frac{m_b}{m_i} = \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

$$S = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

$$a = 0.5$$

برای سنگ بهم نخورده داریم:

اگر $GSI < 25$ آنگاه:

$$S = 0.5$$

$$a = 0.65 - \frac{GSI}{200}$$

از آنجا که مقدار زیادی از روش‌های عددی و تحلیل‌های تعادل مرزی به کمک معیار شکست موهر-

کولمب ارائه می‌شود بایستی بتوان پارامترهای نیروی چسبندگی و اصطکاک معادل را تخمین زد و با

استفاده از تنش‌های اصلی، تنش‌های قائم S_n و برشی t را محاسبه نمود. در این مورد از رابطه بالمر²

استفاده می‌شود.

$$S_n = S_3 + \frac{S_1 - S_3}{\left(\frac{\partial S_1}{\partial S_3}\right) + 1}$$

1- Undisturbed Rock Mass

2- Balmer

$$t = (s_n - s_3) \cdot \sqrt{\frac{\partial s_1}{\partial s_3}}$$

$$\text{برای } GSI > 25, a=0.5 \longrightarrow \frac{\partial s_1}{\partial s_3} = 1 + \frac{m \cdot b \cdot s_c}{2(s_1 - s_3)}$$

$$\text{برای } GSI < 25, S=0 \longrightarrow \frac{\partial s_1}{\partial s_3} = 1 + a \cdot (m_b)^a \cdot \left(\frac{s_3}{s_c}\right)^{a-1}$$

با در دست داشتن s_n و t مقادیر متوسط f و C را می‌توان با استفاده از رگرسیون خطی بدست آورد
مقاومت فشاری یک محوری توده سنگی با f و C معلوم را می‌توان از رابطه زیر بدست آورد:

$$s_{cm} = \frac{2C \cdot \cos f}{1 - \sin f}$$

3-11- معیار بیناویسی برای ماده سنگ (1974)

معیاری توسط بیناویسی بشرح زیر ارائه شد [12].

$$\frac{s_1}{s_c} = 1 + b \cdot \left(\frac{s_3}{s_c}\right)^a$$

$$(s_1)_{s_3=0} = s_c$$

معیار فوق به کمک یادبر¹ براساس آزمایش‌های متعدد روی نمونه‌های ساخته شده از گچ به شرح زیر نشان داده شده است:

$$\frac{s_1}{s_c} = a_m + b \cdot \left(\frac{s_3}{s_c}\right)^a$$

مقاومت فشاری یک محوری توده سنگ:

$$s_{cm} = a_m \cdot s_c$$

$$a_m = 0.0176 \times Q^a, \quad a = 0.65$$

و یا

$$a_m = \exp \left[7.65 \left(\frac{RMR - 100}{100} \right) \right]$$

ضریب b:

توف، شیل و سنگ آهک (b=2)

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

سیلتستون و مادستون (b=3)

کوارتزیت، ماسه سنگ و دولومیت (b=4)

نوریت، گرانیت و کوارتز دیوریت (b=5)

فصل چهارم

خصوصیات مکانیکی سنگ بکر

4-1- خصوصیات مکانیکی سنگ بکر¹ یا ماده سنگ²

در بعضی از پروژه‌های مهندسی بسته به نسبت ابعاد پروژه یا فاصله ناپیوستگی‌ها در توده سنگ، عامل تعیین کننده در رفتار مکانیکی سنگها، سنگ بکر یا ماده سنگ می‌باشد. در حالیکه در بعضی دیگر خصوصیات مکانیکی توده سنگ³ با ناپیوستگی‌های زمین‌شناسی موجود در آن نقش تعیین کننده را دارا می‌باشد و باید مورد توجه قرار گیرد.

در این ارتباط ابتدا در مورد خصوصیات مکانیکی سنگها (سنگ بکر) که شامل خصوصیات ارتجاعی و مقاومت آن، منحنی تنش - کرنش، انواع شکستها و سپس رفتار شاخص سنگها در تراکم یک محوری و در فشارهای محدود کننده، مقاومت کششی، سختی سنگ و بالاخره عوامل مؤثر در رفتار مکانیکی سنگ ها بحث خواهد شد.

یکی از بهترین روش‌های بررسی رفتار سنگها رسم منحنی تنش - کرنش آنها می‌باشد. اساس کار در این روش بدین صورت است که نمونه‌ای استوانه‌ای از سنگ را تحت بار قرار داده و آن را به مرور افزایش می‌دهیم تا شکست نمونه حاصل شود. سپس با تبدیل بار به تنش و تبدیل تغییر شکل به کرنش نمودار تنش - کرنش نمونه را رسم می‌نماییم (دیاگرام $\sigma-\epsilon$).

4-2- مفهوم شکست

در مکانیک سنگ، شکست⁴ مفاهیم مختلفی دارد اما مفهوم اصلی آن بدین صورت تعریف می‌شود که "شکست عبارت از فرایندی است که رفتار جسم را از یک حالت به حالت دیگر تغییر می‌دهد". یا عبارت دیگر شکست پروسه‌ای است که جسم طی آن تغییر رفتار می‌دهد. چنانکه اگر جسمی از حالت الاستیک به پلاستیک یا برعکس تبدیل شود نوعی شکست رخ داده است.

انواع مختلف شکست عبارتند از:

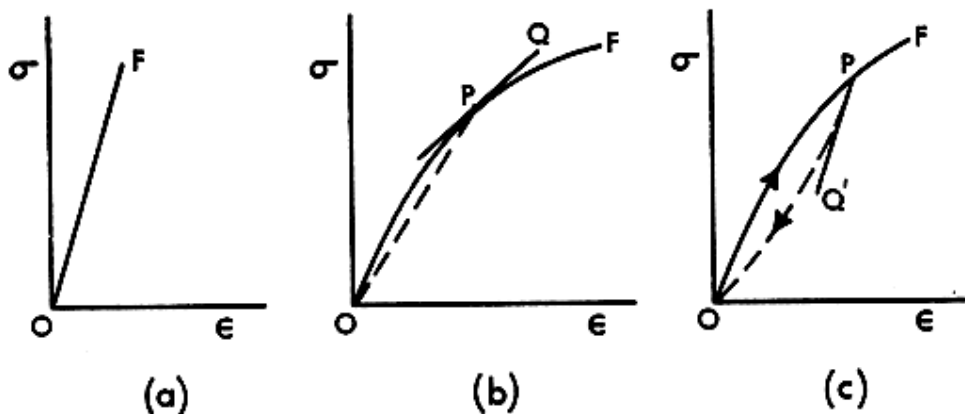
- (1) تسلیم⁵
- (2) ترکیدن⁶
- (3) گسیختگی⁷

1- Intact Rock
2- Rock material
3- Rock mass
4- Failure
5- Yield
6- Fracture
7- Rupture

4) مقاومت¹

تسلیم: معمولاً برای تعریف گذر از حالت الاستیک به شکل پذیر مورد استفاده قرار می‌گیرد. ترکیدن: این نوع شکست پروسه‌ای است که طی آن در ماده صفحات و یا سطوح جدیدی به صورت شکاف و یا ترک تشکیل می‌شود و یا سطوح ترک‌های موجود افزایش می‌یابد. لذا این نوع شکستگی به ترکیدن مرسوم است.

گسیختگی: نوعی شکست است که طی آن سنگ به دو یا چند قسمت مجزا تقسیم می‌شود. مقاومت: پروسه‌ای که طی آن ظرفیت تحمل بار سنگ و یا نمونه از یک حالت افزایش تدریجی به کاهش تدریجی تغییر می‌یابد.



شکل 4-1- منحنی مقاومتی سنگ تحت تنش

برای بیشتر سنگ‌های مقاوم منحنی تنش- کرنش سنگ تقریباً خطی بوده (الاستیک خطی)² که با شکست و یا گسیختگی در نقطه F به پایان می‌رسد (شکل 4-1-a). معادله منحنی مزبور که خطی می‌باشد بشرح زیر است:

$$s = E.e$$

مقدار ثابت E در رابطه فوق که نشان دهنده شیب منحنی $s - e$ بوده و برای حالت فوق ثابت می‌باشد و مدول یانگ³ یا مدول الاستیسیته⁴ نامیده می‌شود.

1- Strength Failure
2- Linearly Elastic
3- Youngs Modulus
4- Modulus of Elasticity

در صورتی که منحنی تنش - کرنش ماده‌ای غیر خطی بوده و مسیر منحنی بارگذاری و باربرداری در آن یکسان باشد آنرا ماده الاستیک کامل¹ می‌نامند. معادله منحنی مزبور با رابطه زیر بیان می‌شود (شکل 4-1-b).

$$s = f(e)$$

واژه بارگذاری² به روند رو به افزایش تدریجی تنش وارده به نمونه سنگ و باربرداری³ به روند کاهش تدریجی بار به نحوی که در آزمایشگاه صورت می‌گیرد اطلاق می‌شود.

بدیهی است در شرایط فوق تمام انرژی ذخیره شده در نمونه در جریان بارگذاری در موقع برداشت بار آزاد می‌شود و هیچگونه اتلاف انرژی صورت نمی‌گیرد. در صورتی که پس از بارگذاری با برداشت بار تا رسیدن تنش به مقدار صفر تغییر شکل‌های حاصل در نمونه نیز به صفر برسد ولی مسیر منحنی بارگذاری و باربرداری تنش - کرنش در نمودار متفاوت باشد (شکل 4-1-c) اینگونه رفتار سنگ به وارفتگی⁴ موسوم بوده که نشان دهنده زیاد بودن کار انجام شده بر روی نمونه در حین بارگذاری در مقایسه با کار انجام شده در باربرداری است. این پدیده نشان دهنده اتلاف و یا استهلاک انرژی⁵ در جسم مورد آزمایش است. در صورتی که در نقطه‌ای مثل P در شکل (4-1)، بر روی منحنی برداشت بار⁶ مماسی بر آن رسم شود شیب منحنی مزبور مدول برداشت بار نامیده می‌شود. اجسامی که چنین رفتاری را از خود نشان می‌دهند به اجسام الاستیک موسوم هستند.

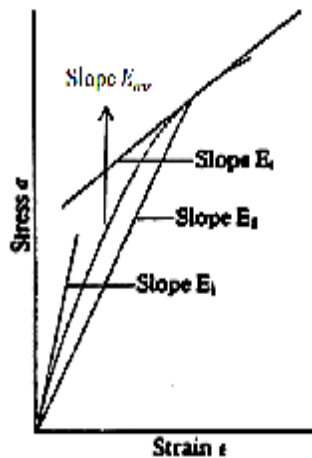
بایستی توجه داشت که در تمامی موارد فوق پس از برداشت بار و رسیدن تنش به صفر، تغییر شکل‌ها نیز به صفر کاهش می‌یابد. در ضمن وقتی که منحنی $s - e$ غیرخطی باشد از یک مدول الاستیک ثابت نمی‌توان صحبت کرد.

3-4- انواع مدول الاستیسیته

بطوریکه قبلاً نیز اشاره شد وقتی که رابطه بین تنش - کرنش سنگ غیر خطی باشند، مدول الاستیسیته ثابت نخواهد بود و در هر نقطه از منحنی مزبور با رسم مماسی بر منحنی و یا تعیین نقطه‌ای بر روی منحنی می‌توان شیب خطوط مزبور را بعنوان مدول الاستیسیته قبول کرد. لذا در مکانیک سنگ از مدول -

-
- 1- Perfectly Elastic
 - 2- Loading
 - 3- Unloading
 - 4- Hysteresis
 - 5- Dissipation
 - 6- Unloading Modulus

های مختلفی استفاده می شود که در شکل (2-4) نشان داده شده است و در ادامه به شرح آنها پرداخته می شود.



شکل 2-4- مدول های الاستیسیته مختلف

1- مدول مماسی¹: اگر در هر نقطه از منحنی تنش - کرنش خط مماسی بر منحنی رسم شود شیب خط مزبور بعنوان مدول مماسی تعریف می شود و با E_t نشان داده می شود (شکل 2-4) از آنجا که بینهایت نقطه بر روی منحنی می توان اختیار کرد معمولاً برای امکان مقایسه، در 50% مقاومت نهائی سنگ بر روی منحنی نقطه ای انتخاب کرده و شیب مماس بر منحنی در آن نقطه به عنوان مدول محاسبه می شود.

$$E_{t(50)} = \frac{\Delta S}{\Delta e}$$

2- مدول متقاطع²: چنانچه از مبدأ مختصات پاره خطی به هر نقطه از منحنی $S - e$ وصل شود، شیب آن بعنوان مدول متقاطع نامیده می شود و از آنجا که بینهایت نقطه می توان بر روی منحنی انتخاب نمود معمولاً نقطه ای در 50% مقاومت نهائی بر روی منحنی تعیین و از مرکز به آن نقطه وصل می شود. شیب پاره خط مزبور بعنوان مدول متقاطع در 50% مقاومت نهائی نامیده شده و با $E_{s(50)}$ نشان داده می شود.

$$E_s(50) = \frac{S}{e}$$

3- مدول متوسط³: شیب قسمت مستقیم الخط منحنی $S - e$ بعنوان مدول متوسط نامیده شده و با E_a نشان داده می شود.

1- Tangent Modulus
2- Secant Modulus
3- Average Modulus

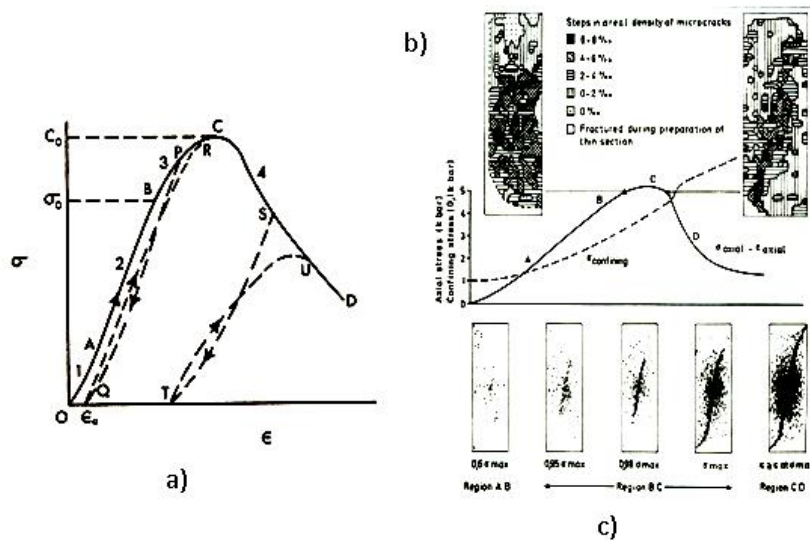
$$E_a = \frac{\Delta s}{\Delta e}$$

4- مدول اولیه¹: اگر از مبدأ مختصات پاره خطی به منحنی $s-e$ مماس رسم شود شیب خط مزبور بعنوان مدول اولیه نامیده می شود و با E_i نشان داده می شود.

$$E_i = \frac{s}{e}$$

4-4- منحنی کامل تنش کرنش سنگ

رفتار مواد ایده آل که در بخش قبلی توضیح داده شد تا وقوع شکست نهایی در نقطه (F) با تقریب زیاد الاستیک می باشد. در صورتیکه رفتار واقعی سنگ را می توان بشرح زیر و با استفاده از منحنی کامل تنش - کرنش سنگ توصیف کرد.



شکل 3-4- نمایش رفتار واقعی سنگ با استفاده از منحنی کامل تنش - کرنش

منحنی شاخص $s-e$ سنگ در شکل (3-4) را می توان به چهار قسمت متمایز تقسیم کرد (شکل 4-3).

الف: قسمت OA، که کمی بطرف بالا تقعر دارد.

ب: قسمت AB که با تقریب زیاد خطی است.

ج: قسمت BC که بطرف پایین تقعر داشته و در نقطه C به حداکثری می رسد.

د: قسمت CD که بخش افتان و یا قسمت بعد از نقطه حداکثر است.

1- Initial Modulus

در دو قسمت اول OA و AB ممکن است وارفتگی جزئی در رفتار سنگ مشاهده شود ولی با تقریب زیاد رفتار سنگ را می‌توان الاستیک در نظر گرفت یعنی در جریان بارگذاری و برداشت بار تغییرات غیر قابل برگشت در ساختمان¹ و خصوصیات سنگ صورت نگرفته است.

در قسمت سوم منحنی یعنی BC، که معمولاً در تنشی معادل 80% مقاومت نهائی سنگ شروع می‌شود شیب منحنی با افزایش بار بصورت تدریجی کاهش یافته و در نقطه C به صفر می‌رسد. در این قسمت تغییرات غیر قابل برگشتی در ساختمان نمونه ایجاد شده به نحوی که مسیر منحنی‌های بارگذاری و برداشت بار با همدیگر متفاوت بوده و در صورت برداشت بار در مسیر PQ در شکل (3-4)، کرنش ماندگار e_0 در تنش صفر حاصل می‌شود و اگر نمونه تحت بارگذاری مجدد قرار بگیرد مسیری مثل QR را طی می‌کند که در زیر منحنی OABC قرار گرفته و در نقطه‌ای بالاتر از P یعنی R به آن می‌پیوندد.

قسمت چهارم یعنی CD، از نقطه حداکثر تنش منحنی $s-e$ یعنی C، شروع شده و دارای شیب منفی می‌باشد. در این قسمت در صورت اجرای یک دور برداشت بار STU با کرنش دائمی و ماندگار قابل توجهی مثل $e'_0 \neq 0$ روبرو می‌شویم. مسیر منحنی بارگذاری مجدد TU بوده که منحنی اصلی را در نقطه‌ای مثل U قطع می‌کند که در تنشی کمتر و پایین‌تر از نقطه باربرداری S، به منحنی اصلی می‌پیوندد. قسمت CD منحنی، مشخص کننده رفتار شکننده² سنگ می‌باشد که بعلاوه عدم پایداری سیستم نمونه و دستگاه آزمایش که شکست تند نمونه را در نقطه‌ای نزدیک به نقطه C سبب می‌شود با دستگاه‌های معمولی مجهول و ناشناخته باقی می‌ماند. در اصل قسمت CD، رفتار بعد از شکست³ نمونه را نشان می‌دهد.

با توجه به بحث فوق حال می‌توان به چند تعریف اساسی پرداخت.

الف: حالت شکل‌پذیری و یا شکل پذیر⁴:

به ماده‌ای اطلاق می‌شود که تحت شرایطی بتواند دگر شکلی پایداری را بدون از دست دادن قابلیت تاب‌آوری خود در زیر بار تحمل کند.

ب: حالت شکننده و یا شکننده⁵: به ماده‌ای اطلاق می‌شود که تحت شرایطی قابلیت تاب‌آوری آن در زیر بار با افزایش دگرشکلی کاهش یابد.

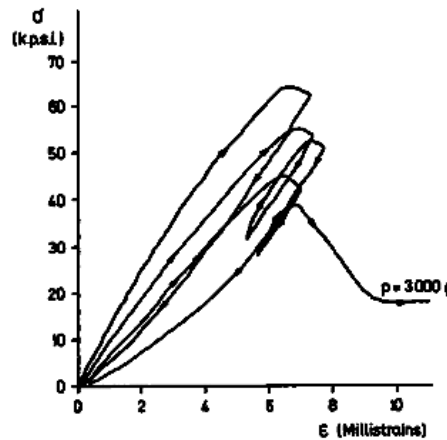
-
- 1- Structure
 - 2- Brittle Behavior
 - 3- Post Failure
 - 4- Ductile
 - 5- Brittle

لذا با توجه به شکل (3-4) می‌توان دریافت که سنگ در قسمت BC، در حالت شکل‌پذیری و در قسمت CD، در حالت شکننده می‌باشد. بنابراین شکنندگی یک جسم را می‌توان با توجه به شیب قسمت افتان منحنی یعنی CD، تعیین کرد. به نحوی که هر چه منحنی پرشیب‌تر باشد جسم شکننده‌تر و هر چه کم شیب‌تر باشد شکل‌پذیرتر خواهد بود.

نقطه حداکثر تنش در منحنی $s-e$ یعنی C، که مرز انتقال از رفتار شکل‌پذیر به شکننده می‌باشد به عنوان مقاومت فشاری یک محوری سنگ¹ نامیده شده و با s_c و یا C_0 نشان داده می‌شود.

جریان عمل شکست² یا گسیختگی جریان پیوسته‌ای است که بطور تدریجی و پیشرونده در سرتاسر قسمت افتان منحنی یعنی CD، بوقوع پیوسته و موجب تخریب یکنواخت نمونه می‌شود. بدین ترتیب شکست در نقطه حداکثر منحنی یعنی C، شروع می‌شود. در آزمایش واقعی اغلب شکست ناگهانی سنگ در نقطه‌ای از منحنی CD، با از دست دادن کامل چسبندگی در امتداد یک صفحه به وقوع می‌پیوندد، این پدیده به‌عنوان شکستگی شکننده³ نامیده می‌شود. بعلت ناپایداری سیستم نمونه و دستگاه آزمایش معمولی شکستگی شکننده نمونه بطور خود بخود در نقطه‌ای بسیار نزدیک به نقطه C اتفاق می‌افتد و لذا در چنین مواردی شکست و شکنندگی مترادف می‌شوند. در دستگاه‌های آزمایش صلب⁴ و در سازه‌های سنگی زیرزمینی که در آن تنش از میان توده‌ای از سنگ که همانند یک دستگاه صلب عمل می‌کند صورت می‌گیرد. قابلیت تحمل بار سنگ‌های شکسته در قسمت CD از اهمیت زیادی برخوردار است. نقطه B، مرز انتقال از حالت الاستیک به شکل‌پذیر، نقطه تسلیم⁵ نامیده شده و تنش مؤثر در آن را نیز تنش تسلیم⁶ می‌نامند و با s_0 نشان می‌دهند. تعیین تنش مزبور با دقت کافی همواره با اشکال روبروست و روبروست و بایستی یادآور شد که رفتار شاخص سنگ‌ها تحت سایر سیستم‌های بارگذاری مشابه رفتار آنها در بارگذاری تراکم یک محوری است. در شکل (4-4) منحنی تنش - کرنش کامل برای نمونه‌های نوریت⁷ در آزمایش بارگذاری سه محوری نشان داده شده است که تأثیر بارگذاری و برداشت پی در پی بارها بر روی آن نشان داده شده است.

-
- 1- Uniaxial Compressive Strength
 - 2- failure
 - 3- Brittle Fracture
 - 4- Stiff Testing Machine
 - 5- Yield Point
 - 6- Yield Stress
 - 7- Norite



شکل 4-4- تأثیر بارگذاری و برداشت پی در پی بارها بر روی مدول یانگ

اعمال تنش فشاری S_1 باعث کاهش طول نمونه و بروز کرنش e_1 در جهت تنش وارده شده و همزمان باعث انبساط و بروز کرنش‌های e_2 و e_3 در جهت عمود بر S_1 خواهد شد. به همین علت برای بیان کمی رفتار الاستیک سنگ به همراه مدول یانگ معمولاً ضریب ثابت دیگری بنام نسبت پواسون بکار گرفته می‌شود که معمولاً با ν نشان داده می‌شود و عکس آن بعنوان عدد پواسون u نامیده می‌شود.

$$\text{عدد پواسون } (\nu = \frac{1}{\nu}) \quad \text{نسبت پواسون } \nu = -\frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} \Rightarrow \nu = -\frac{\epsilon_d}{\epsilon_a}$$

e_2 و یا e_d کرنش قطری و e_a و e_1 کرنش محوری است. بعضاً برای حذف علامت (-)، از مقدار قدر مطلق استفاده می‌شود.

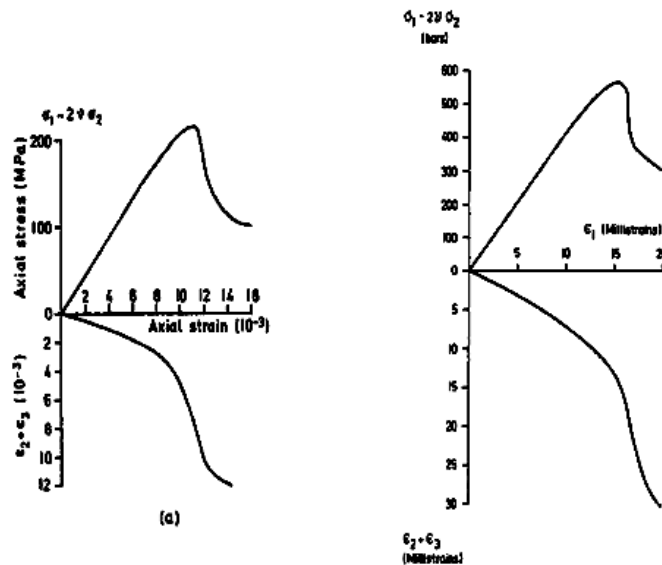
در یک آزمایش سه محوری مقدار انبساط جانبی یک نمونه به کمک حجم روغن جابه‌جا شده در حین آزمایش اندازه‌گیری شده و مجموع $e_2 + e_3$ بدست می‌آید.

در شکل (4-5)، مثالی از منحنی‌های کامل تنش-کرنش محوری و تنش-کرنش جانبی برای دو نوع نمونه ماسه سنگ (a) و زغال (b) نشان داده شده است.

مجموع سه کرنش اصلی $\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \frac{\Delta V}{V_0}$ بنام کرنش حجمی نامیده می‌شود. که ΔV تغییر حجم نمونه در حین تراکم و V_0 حجم اولیه آن است. برای یک ماده الاستیک خطی با مقادیر معین E و ν ، کرنش حجمی در حین تراکم خطی مستقیم با شیب مثبت است. دلیل آن این است که با افزایش بار تراکمی حجم نمونه کاهش می‌یابد. زیرا:

$$e_1 > |e_2 + e_3|$$

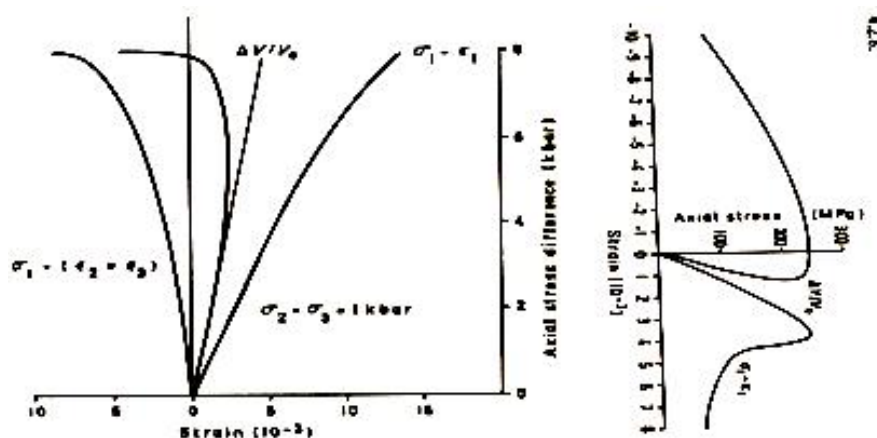
تغییر کرنش‌های طولی، جانبی و کرنش حجمی در قسمت‌های مختلف منحنی کامل تنش - کرنش سنگ و در قسمت‌های OA, AB, BC و CD از منحنی کامل تنش - کرنش مطالعه و نتایج آن در شکل زیر داده شده است. بطوریکه از شکل (6-4) مشاهده می‌شود، تقریباً در حدود 50% مقاومت نهائی، منحنی $\frac{\Delta V}{V_0}$ از حالت مستقیم خارج و به طرف سمت چپ منحرف می‌شود. این امر نشان دهنده افزایش حجم سنگ تحت بارهای فشاری است که در مراحل آخر بارگذاری و نزدیکی شکست سنگ افزایش مزبور قابل توجه بوده و به سمت چپ یعنی قسمت منفی محور کشیده می‌شود. پدیده مزبور را پدیده اتساع¹ می‌نامند برای ایجاد شرایط مزبور و هنگام افزایش حجم بایستی که $|\varepsilon_3 + \varepsilon_2| < \varepsilon_1$ باشد، که دلیل افزایش حجم نیز همین است. پدیده اتساع را می‌توان بر تشکیل و توسعه ترک‌های میکروسکوپی در نمونه‌های سنگ که محور طولی آنها به موازات جهت تنش اصلی حداکثر می‌باشد، حمل نمود.



شکل 5-4- منحنی‌های کامل تنش - کرنش محوری و جانبی برای دو نوع نمونه ماسه سنگ (a) و زغال (b)

در شکل (6-4) منحنی‌های تنش - کرنش محوری $s_1 - e_1$ و $s_1 - (e_2 = e_3)$ و $s_1 - \frac{\Delta V}{V_0}$ برای نوعی گرانیت در آزمایش سه محوری و فشار محدود کننده یک کیلوبار نشان داده شده است. انحراف منحنی $\frac{\Delta V}{V_0}$ از خط راست و کشیده شدن آن به طرف سمت چپ نشان دهنده پدیده اتساع در نمونه مزبور می‌باشد (شکل 6-4 سمت چپ).

1- Dilation



شکل 6-4- منحنی‌های تنش - کرنش محوری $\sigma_1 - \epsilon_1$ و $\sigma_1 - (\epsilon_2 = \epsilon_3)$ و $\sigma_2 = \sigma_3 = 1 \text{ kbar}$ برای نوعی گرانیته در آزمایش سه محوری و فشار محدود کننده یک کیلو بار

تا اینجا رفتار سنگ‌ها را بدون در نظر گرفتن عامل زمان شرح دادیم. در صورتیکه در حقیقت تمام سنگ‌ها نشان دهنده تأثیرات وابسته به زمان حتی در وضعیت الاستیک خطی می‌باشند که بعنوان رفتار الاستیک یا غیر الاستیک تابع زمان¹ معروف می‌باشند. مثلاً اگر تنش به صورت ناگهانی اعمال شود، جابجایی‌ها آن‌ا مقادیر الاستیک خود را باز نخواهند یافت اما به طور تقریب می‌توانند بیانگر رفتار سنگ باشند.

به هر حال نتایج حاصله از تغییرات خیلی سریع کرنش (همچون عملیات آتشباری و یا صوتی) با نتایج حاصله از تغییرات آهسته آن متفاوت خواهد بود. رفتار سنگ‌ها در کشش تک محوری² بدلیل مشکلات نسبی اجرای صحیح آزمایش خیلی کم مورد مطالعه قرار گرفته است. در این حالت علامت تنش و کرنش هر دو منفی خواهند بود و منحنی تنش - کرنش را بر اساس مقادیر قدر مطلق S و e رسم می‌شود. بدین ترتیب منحنی تنش - کرنش در کشش بدست می‌آید (شکل 4-3-b). مطالعات انجام شده، نشان می‌دهد که شیب منحنی تنش - کرنش در کشش، بطور مداوم بین نقاط O و C در شکل منحنی کامل تنش - کرنش، کاهش یافته و مقدار ضریب الاستیسیته در این حالت معمولاً کمتر از مقدار آن در حالت فشاری می‌باشد.

1- Time Dependent

2- Uniaxial Tention

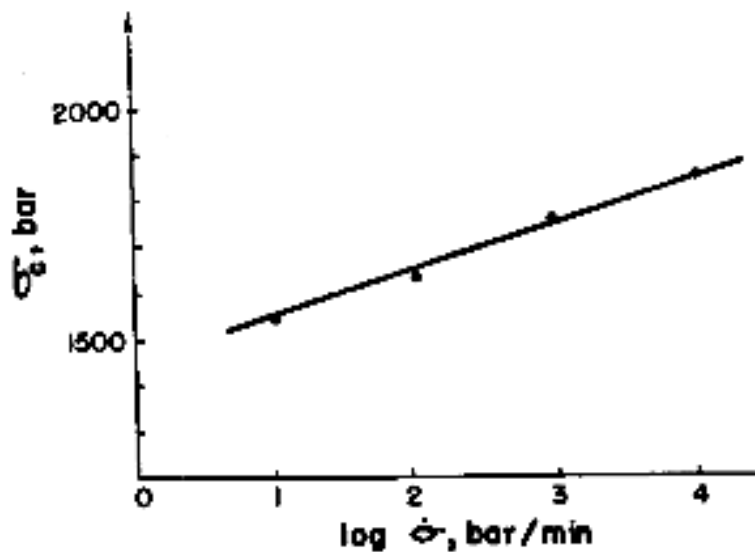
ماده‌ای که مقادیر ضریب الاستیسیته آن در کشش و تراکم متفاوت باشند به ماده خطی مضاعف¹ موسوم می‌باشد معمولاً شکست در کشش بصورت شکست شکننده در نقطه C بوقوع پیوسته و مقاومت کششی تک محوری عبارت است از قدر مطلق تنش S در نقطه مزبور که با T_0 و یا S_f نشان داده می‌شود. قسمت شکننده یعنی CD در نمودار منحنی تنش - کرنش کششی، بدلیل صلب نبودن دستگاه‌های معمول تا به حال چندان مورد مطالعه قرار نگرفته است اما در هر حال از لحاظ نظری منحنی‌های تنش - کرنش در کشش و تراکم شبیه هم می‌باشند و تنها نقاط شکست در کشش در تنش‌های بسیار کمتری نسبت به فشارش رخ می‌دهد و تکامل صفحه شکست در مراحل مختلف بارگذاری در شکل (c-3-4) نشان داده شده است.

4-5- عوامل مؤثر بر مقاومت سنگ در بارگذاری

عوامل مؤثر بر مقاومت سنگ در بارگذاری عبارتند از:

4-5-1- سرعت بارگذاری

با کاهش سرعت بارگذاری مقاومت نمونه کمتر شده و مدول الاستیسیته آن کاهش می‌یابد و شکل- پذیری سنگ نیز بیشتر می‌شود. در شکل (4-7) منحنی‌های کامل تنش - کرنش سنگ، با سرعت‌های متفاوتی که مدت زمان آنها بر روی نمودار نوشته شده است، (مدت زمان بارگذاری) نشان داده شده است.



شکل 4-7- تأثیر سرعت بارگذاری بر مقاومت نمونه

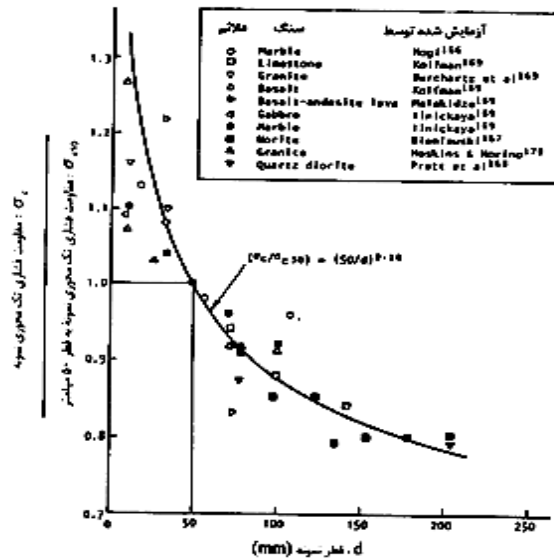
1- Bilinear

4-5-2- ابعاد نمونه

هوک و برآون با آزمایش بر روی نمونه‌های با ابعاد مختلف منحنی مبنای زیر را برای تغییرات مقاومت سنگ با ابعاد نمونه بدست آورده اند. منحنی مزبور با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$s_C = s_{C(50\text{ mm})} \times \left(\frac{50}{d}\right)^{0.18}$$

که در آن، d قطر نمونه می‌باشد.



شکل 4-8- تأثیر ابعاد نمونه بر مقاومت نمونه

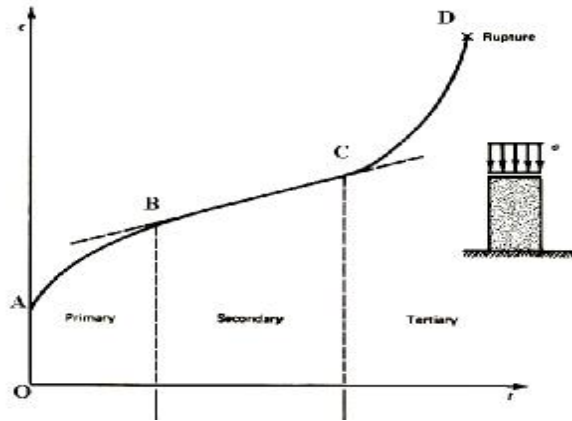
مثال: اگر مقاومت فشاری یک محوری نمونه‌ای با قطر 50 mm برابر $s_{C(50)} = 200 \text{ MPa}$ باشد، مقاومت نمونه‌ای با قطر 200 mm از این نوع را نمونه تعیین کنید؟

$$s_{C(200)} = 200 \times (50/200)^{0.18} = 155.83 \text{ (MPa)}$$

4-5-3- خزش یا کریپ¹

تأثیر زمان بر مقاومت به دو صورت ظاهر می‌شود که یکی با مفهوم سرعت بارگذاری بیان شد و دیگری در پدیده‌ای بنام خزش مطرح می‌شود. منحنی که تا بحال برای خزش بدست آمده است را در شکل (4-9) ملاحظه می‌کنید که چهار قسمت تشکیل دهنده آن به شرح زیر توصیف می‌گردد.

1- Creep



شکل 4-9- مراحل مختلف خزش سنگ تحت بارگذاری ثابت

1. قسمت OA در نمودار فوق، ناحیه تغییر شکل آنی یا الاستیک است که به محض شروع

بارگذاری ایجاد می‌شود و بسته به مقدار بار اعمال شده ممکن است کم یا زیاد باشد.

2. قسمت AB، مرحله انتقالی است که به عنوان خزش اولیه¹ نیز تعبیر می‌شود.

3. قسمت BC از نمودار را کریپ مرحله دوم² یا کریپ (خزش) یکنواخت³ گویند.

4. قسمت CD از نمودار را به عنوان خزش مرحله سوم⁴ تعبیر می‌کنیم.

چنانچه بار ثابت وارد بر نمونه زیاد باشد، با افزایش بار نمودار خزش به سمت بالا و چپ حرکت می‌کند تا جاییکه ممکن است یکی از مراحل خزش به مراتب حذف شود. نتایج حاصل از تحقیقاتی که در مورد خزش صورت گرفته است بطور خلاصه عبارتند از:

الف: معمولاً خزش مرحله دوم تحت تنش‌های بالاتر، سریع‌تر شروع می‌شود.

ب: مقدار کرنش قابل ملاحظه‌ای پس از شروع خزش مرحله سوم در نمونه محتمل است.

ج: خزش مرحله دوم مقدار زیادی از کرنش الاستیک حاصل و ذخیره شده در نمونه را آزاد می‌کند.

د: تأثیر دما در شرایط نرمال قابل اغماض است. برای نمونه‌های آزمایشگاهی تغییر در رطوبت در محدوده معمولی قابل اغماض می‌باشد (اما کلاً در خزش افزایش دما و رطوبت به افزایش خزش منجر می‌شود).

ه: سرعت خزش در یک نمونه مستقیماً به اختلاف تنش $\sigma_1 - \sigma_3$ بستگی دارد.

-
- 2- Primary (transient)
 - 3- Secondary Creep
 - 4- Steady State Creep
 - 5- Tertiary Creep
 - 1- Tertiary Creep

و: آزمایش خزش باید برای بلند مدت انجام گیرد (در صورتی که بخواهیم نتایج قابل اطمینانتری داشته باشیم 100 تا 1000 روز).

4-5-4 - نوع ماشین مورد آزمایش

چهارمین عامل مؤثر بر مقاومت مکانیکی سنگ در نوع بارگذاری ماشین مورد آزمایش است. در ارتباط با ماشین‌های آزمایش ضریبی بنام ضریب صلیبت¹ تعریف می‌شود. ضریب صلیبت که با K نشان داده می‌شود به صورت زیر تعریف می‌گردد.

$$Stiffness = K = \frac{Load(P)}{Deformation(\Delta L)}$$

5-5-4 - رطوبت

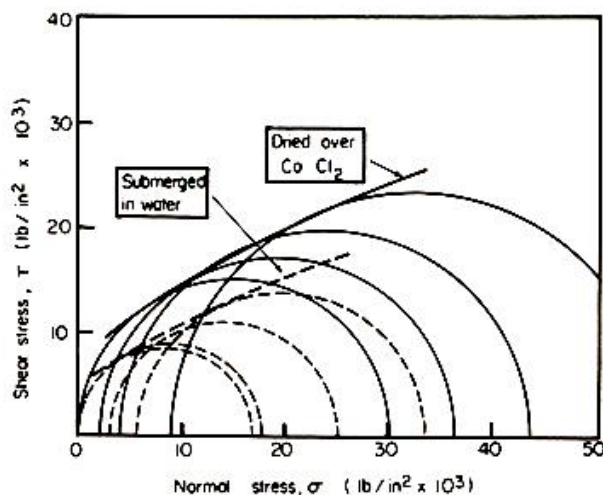
رطوبت و آب به هر صورت که در داخل نمونه موجود باشد باعث کاهش مقاومت سنگ می‌شود. البته آب با اتصال شیمیایی در این جا مطرح نیست. وجود آب در سنگ به سه صورت زیر ممکن است. الف) آب با اتصال شیمیایی² (ب) آب با اتصال فیزیکی³ (ج) آب‌های آزاد⁴ در شبکه الف) آب‌های با اتصال شیمیایی آب‌هایی هستند که در ساختمان شیمیایی مولکول‌ها و شبکه کریستالی مینرال‌ها موجودند و خود به دو دسته تقسیم می‌شوند (آب کریستالیزاسیون⁵ و آب یونی⁶). از نوع آب کریستالیزاسیون می‌توان ژپس ($Ca\ So_4, 2H_2O$) و آپال (SiO_2, nH_2O) را نام برد. آب‌های یونی به صورت H^+ و OH^- در فرمول شیمیایی کانی تشکیل دهنده سنگ موجود می‌باشد که می‌توان تالک با فرمول شیمیایی $Mg_3(OH)_2Si_4O_{10}$ و کائولن با فرمول $Al_2(OH)_4Si_2O_5$ را نام برد. آب کریستالیزاسیون در دماهای 200 تا 600 درجه سانتیگراد از سنگ جدا می‌شود این در صورتی است که برای جدایش آب‌های یونی به حرارتی حدود 1300 درجه سانتیگراد نیاز است. ب) آب با اتصال فیزیکی: این آب توسط نیروهای کششی جذب مولکولی به صورت فیلم و یا غشایی اطراف دانه‌های جامد سنگ را احاطه کرده‌اند. این مسأله به خاصیت خیس شوندگی سنگ بستگی دارد. این آب‌ها در دمای 105 تا 110 درجه سانتیگراد از سنگ جدا می‌شوند. در آزمایشگاه برای جدا کردن این آب‌ها لازم است تا نمونه به مدت 24 ساعت در دمای فوق در داخل کوره گذاشته شود.

-
- 2- Stiffness Factor
 - 3- Chemically Bound Water
 - 4- Physically Bound Water
 - 5- Free Water
 - 1- Water of crystallisation
 - 2- Water of Constitution

سنگ‌هایی را که براحتی خیس می‌شوند، لیوفیل¹ نامیده‌اند و سنگ‌هایی نظیر ذغال و گوگرد که تماماً و یا بعضاً خیس نشو هستند را لیوفوب² نام نهاده‌اند.

(ج) آب‌های آزاد فضاهای خالی بین دانه‌های سنگ و یا منافذ آنرا پر کرده‌اند و می‌توانند تحت تأثیر نیروی وزن و یا اختلاف فشار در سنگ مهاجرت یا حرکت کنند.

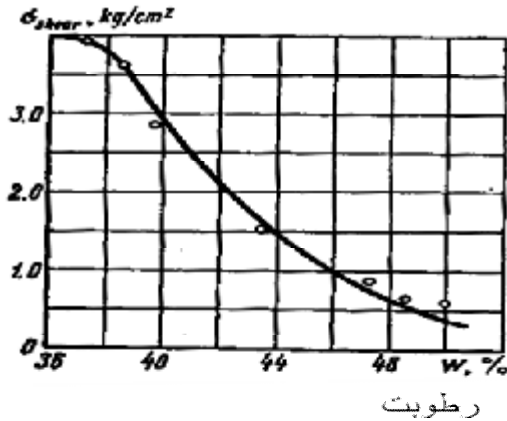
برای کاهش مقاومت سنگ‌ها در نتیجه افزایش رطوبت دلایل متعددی ذکر گردیده است که از آن جمله می‌توان به کاهش مقاومت چسبندگی مولکول‌ها و چسبندگی ذاتی سنگ (S_0) اشاره نمود. مقایسه منحنی پوش موهر در حالت‌های خشک و تر برای نوعی شیل کوارتزیتی در شکل (10-4) نشان داده شده است.



شکل 10-4- مقایسه منحنی پوش موهر در حالت‌های خشک و تر برای نوعی شیل کوارتزیتی

واضح است که شیب منحنی و زاویه اصطکاک داخلی چندان اختلافی ندارند در حالیکه چسبندگی برای نمونه تر بطور قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته است. در هر حال کاهش مقاومت سنگ‌ها در اثر رطوبت، اهمیت عملی قابل ملاحظه‌ای دارد و از آنرو ضرورت انجام آزمایشات مکانیکی با رطوبتی معادل رطوبت طبیعی در سنگ‌ها را ایجاب می‌نماید. در صورتیکه انجام آزمایشات در شرایط فوق الذکر عملی نباشد، منطقی‌ترین روش، سنجش خصوصیات مکانیکی سنگ‌ها در حالت اشباع از آب خواهد بود. در شکل زیر تأثیرات رطوبت بر مقاومت سنگ‌ها نشان داده شده است.

3 - Lyophile
4- Lyophobe



شکل 4-11- تأثیرات رطوبت بر مقاومت سنگها

4-6- تأثیر فشار آب منافذ سنگ بر روی مقاومت آن

برای اولین بار کارل ترزاقی¹ اصطلاحی بنام تنش مؤثر² را تعریف کرد که مفهوم این اصطلاح به صورت زیر است. وقتی که منافذ سنگها توسط آب پر شود و فشار آبی که این منافذ را پر می کند برابر P_w باشد، این مقدار فشار، از تنش های قائم یعنی s به اندازه P_w خواهد کاست. این کاهش در همه تنش های قائم صورت خواهد گرفت. قانون تنش مؤثر ترزاقی به صورت زیر می باشد:

$$s' = s - P_w$$

که در آن:

σ : تنش قائم

σ' : تنش مؤثر

P_w : فشار آب منافذ

چنانچه رابطه فوق را بر اساس $\sigma'_1 - \sigma'_3$ تفاضل تنش های اصلی مؤثر، بیان کنیم داریم:

$$s'_1 - s'_3 = (s_1 - P_w) - (s_3 - P_w) = s_1 - s_3$$

یعنی تفاضل تنش های قائم علیرغم کاهش آنها ثابت می ماند. برای یک سنگ خشک، با فرض اینکه

$s'_1 = s_1$ و $s'_3 = s_3$ باشد، معیار کولمب بر اساس تنش های مؤثر به صورت زیر خواهد بود.

$$s'_1 = s_c + q.s'_3 \quad (*)$$

1- Karl Terzaghi

2- Effective Stress

$$s_1' = s_c + s_3' \cdot \tan^2\left(\frac{p}{4} + \frac{f}{2}\right)$$

چنانچه σ_3' را از طرفین رابطه (*) کم کنیم، داریم:

$$s_1' - s_3' = s_c + q \cdot s_3' - s_3'$$

ضمناً دیدیم که:

$$s_1' - s_3' = s_1 - s_3$$

پس خواهیم داشت:

$$s_1 - s_3 = s_c + s_3' \cdot (q-1)$$

و اگر بجای σ_3' مقدار مساوی آن را قرار دهیم داریم:

$$s_1 - s_3 = s_c + (s_3 - P_w) \cdot (q-1)$$

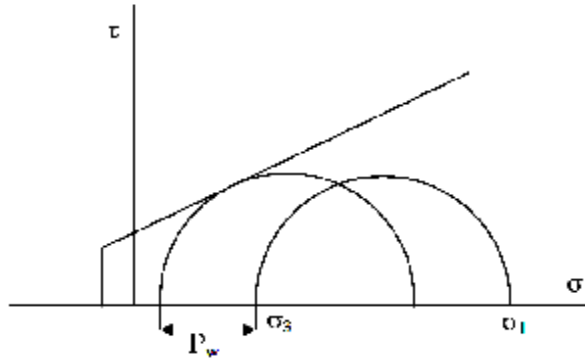
حال اگر فرض شود که σ_1 و σ_3 ثابت باشند وقتی که فشار آب منافذ، برابر مقدار زیر باشد سنگ تحت تأثیر فشار آب منافذ خواهد شکست:

$$P_w = s_3 - \frac{(s_1 - s_3) - s_c}{(q-1)} \Rightarrow P_w = s_3 - \frac{(s_1 - s_3) - s_c}{\tan^2\left(\frac{p}{4} + \frac{f}{2}\right) - 1}$$

تأثیر فشار آب منافذ بر مقاومت سنگ با بررسی دایره موهر واضح تر است. با تأثیر P_w بر هر یک از تنش های σ_1 و σ_3 و کم شدن این مقدار از هر دو تنش دایره موهر بدون تغییر شعاع به اندازه P_w به سمت چپ حرکت کرده و بر پوش موهر مماس می گردد.

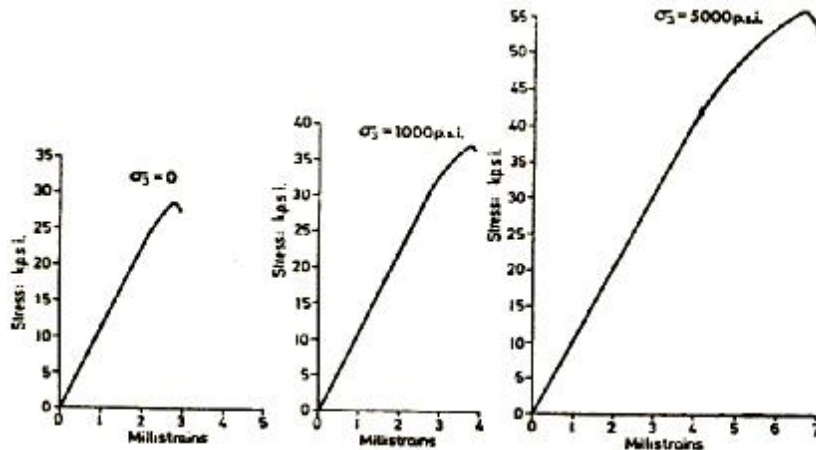
7-4- رفتار شاخص سنگ ها در فشارهای محدود کننده

به منظور جلوگیری از دگرشکلی های جانبی و ایجاد فشارهای محدود کننده در نمونه تحت آزمایش در گذشته از استوانه های فلزی استفاده می شد که البته بدلیل خواص فیزیکی فلز و دقیق نبودن عملکرد آنها نتیجه دقیقی حاصل نمی شد. بعدها توسط تعدادی از دست اندرکاران استفاده از روغن برای تولید فشارهای جانبی $\sigma_2 = \sigma_3$ و اعمال آنها به نمونه ابداع گردید. در این آزمایشات اعمال تنش های s_1 , s_3 همزمان تا مرز پیش بینی شده ای برای σ_3 صورت می پذیرد و سپس σ_3 را ثابت نگهداشته و σ_1 بتدریج افزایش داده می شود ($\sigma_3 = \sigma_2$).



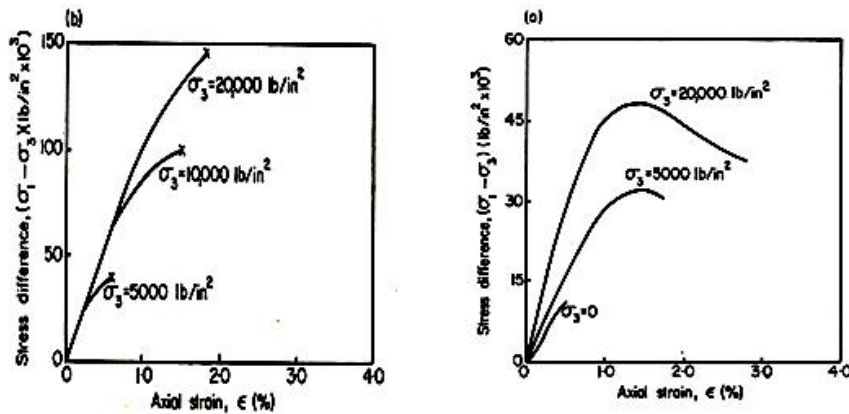
شکل 4-12- تأثیر P_w بر هر یک از تنش‌های S_1 و S_3 و کم شدن این مقدار از هر دو تنش دایره موهر بدون تغییر شعاع به اندازه P_w

در این مبحث رفتار انواع سنگ‌ها تحت تأثیر فشارهای محدود کننده و یا جانبی مورد بررسی قرار می‌گیرد. فشارهای محدود کننده در سنگ‌های مختلف عکس‌العمل‌های متفاوتی را ایجاد می‌کنند. شکل کلی منحنی تنش- کرنش در نوعی کوارتزیت در فشارهای محدود کننده مشابه حالت یک محوری بوده ($\sigma_3 = 0$)، با این تفاوت که با اعمال فشارهای محدود کننده، مقاومت سنگ بالا رفته و همچنین نقطه تسلیم آن واضح‌تر و از این رو مقدار تغییر شکل دائم یا کلاً تغییر شکل و شکل‌پذیری آن، قبل از شکستگی افزایش می‌یابد. در حالیکه افزایش فشارهای محدود کننده، در رفتار الاستیکی و مقدار مدول الاستیسیته سنگ تقریباً بلا تأثیر می‌باشد. این چنین رفتاری مشخصه سنگ‌های سخت و مقاوم حتی در فشارهای محدود کننده تا 50000 psi یا $3515 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ که حدوداً سقف فشارهای محدود کننده دارای اهمیت عملی در مکانیک سنگ را تشکیل می‌دهد، می‌باشد [1].



شکل 4-13- تأثیر فشارهای جانبی بر رفتار نوعی کوارتزیت

مثالهایی دیگر، رفتارنوعی ماسه سنگ در فشارهای محدود کننده متفاوت در شکل (a-14-4) و نیز رفتار نوعی گابرو در شکل (b-14-4) تحت فشارهای جانبی متفاوت نشان داده شده است که هر دو از سنگهای سخت و مقاوم می‌باشند. مشاهده می‌شود که مدول الاستیسته گابرو ثابت است اما مقاومت فشاری تک محوری با افزایش فشار محدود کننده بیشتر می‌شود و نیز تغییر شکل نمونه قبل از شکست در تنش‌های جانبی بالاتر واضح تر است.



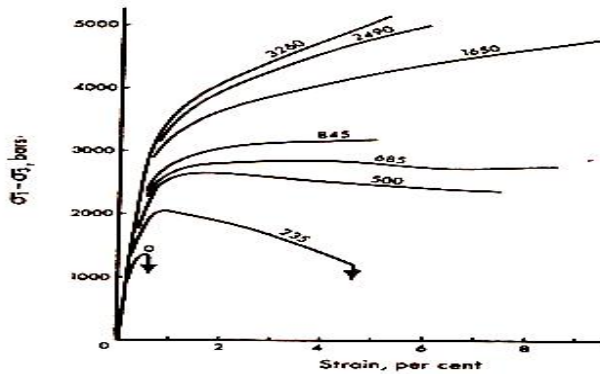
شکل 14-4- تأثیر فشارهای جانبی بر رفتار ماسه سنگ (a)، گابرو (b)

در مقایسه رفتار سنگ‌های نسبتاً کمتر مقاوم و متخلخل نظیر ماسه سنگ با سنگ‌های سخت و مقاوم مثل کواتزیت و گابرو ملاحظه می‌شود که با افزایش فشارهای محدود کننده، مدول الاستیسته ماسه سنگ افزایش می‌یابد در صورتیکه مدول گابرو تغییری نیافته است. همچنین بالا رفتن فشارهای محدود کننده در ماسه سنگ موجب افزایش شکل پذیری قبل از شکست (به مراتب بیشتر از سنگ‌های سخت و مقاوم) علاوه بر افزایش مقاومت نهایی می‌باشد.

نوع دیگر از رفتار سنگها در فشارهای محدود کننده را می‌توان در سنگ‌های کربناته و برخی سنگ‌های رسوبی مشاهده نمود، به عنوان مثال، رفتار نوعی مرمر در فشارهای محدود کننده متفاوت بررسی و نتایج آن در شکل (15-4) نشان داده شده است. همانطوریکه از شکل (16-4) پیداست تا فشارهای محدود کننده 500 bar، رفتار سنگ کماکان شکننده بوده، هر چند که مقاومت سنگ بالا رفته است و شکل پذیری آن قبل از شکست کمی افزایش می‌یابد اما منحنی بدست آمده در فشارهای محدود کننده (500 bar) دارای وضعیتی کاملاً متفاوت است. زیرا که در این حالت سنگ متحمل کرنش بیش از 7 درصد شده، بدون آنکه مقاومت خود را از دست بدهد.

بطور کلی رفتار سنگ در این حالت، رفتاری شکل پذیر می‌باشد. اما چون واژه شکل پذیری در ارتباط با مقادیر نسبتاً کوچک تغییر شکل دائمی بین نقطه تسلیم و نقطه مقاومت نهایی سنگ بکار گرفته می‌شود،

در اینجا می‌توان از واژه شکل پذیر کامل¹ استفاده کرد. این واژه برای مشخص کردن وضعیتهایی که مقادیر قابل ملاحظه‌ای از کرنش، بدون آنکه مقاومت سنگ کاهش یابد، بوقوع می‌پیوندد، استفاده شده است. منحنی تنش - کرنش در فشارهای محدود کننده (685 بار) نشان دهنده انتقال از حالت (رفتار) شکننده به رفتار شکل پذیر کامل می‌باشد. مقدار فشار محدود کننده لازم جهت بروز چنین پدیده‌ای تا حدودی نامشخص می‌باشد. در فشارهای محدود کننده 1650 bar به بالا پس از گذشتن از نقطه تسلیم افزایش کرنش با بالا رفتن تدریجی تنش اصلی بزرگ همراه بوده و سنگ همچنان مقاوم باقی می‌ماند این پدیده را پدیده سرسختی² گویند. نوع دیگری از رفتار سنگ در تراکم سه محوری در سنگ نمک مشاهده می‌شود. بطوریکه از شکل پیداست افزایش فشار محدود کننده از صفر به 500 psi موجب می‌شود تا مقاومت فشاری نهایی سنگ یعنی $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}$ تقریباً دو برابر شود

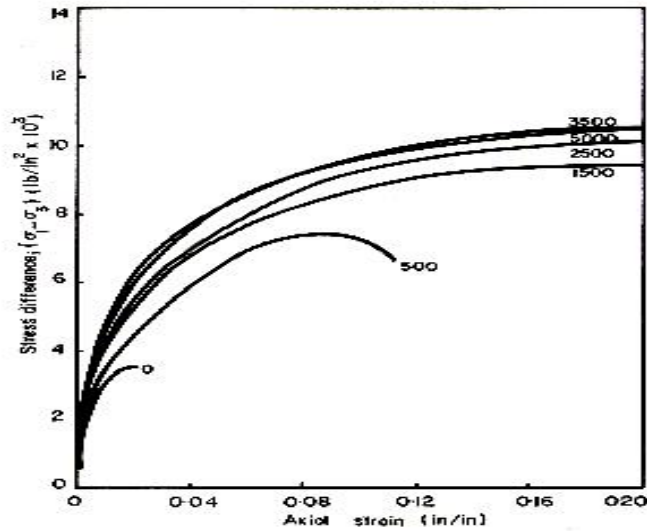


شکل 4-15- تأثیر فشارهای جانبی بر رفتار نوعی مرمر

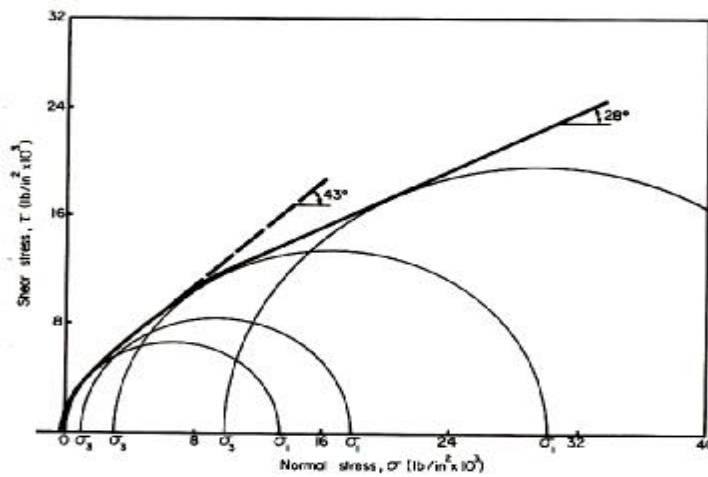
سپس با افزایش فشار محدود کننده به 1500(psi)، مقداری دیگر بر مقاومت فشاری سنگ افزوده می‌شود که با افزایش نسبت فشار محدود کننده متناسب نمی‌باشد اما در فشارهای محدود کننده بالاتر از 2500(psi) با افزایش فشار محدود کننده تنها، مقدار کمی بر مقاومت نهایی سنگ نمک افزوده خواهد شد. نکته قابل توجه در رفتار سنگ نمک، افزایش کاملاً چشمگیر شکل‌پذیری آن با افزایش فشار محدود کننده قبل از رسیدن به نقطه مقاومت نهایی سنگ می‌باشد.

نتایج بدست آمده از تعدادی آزمایش سه محوری را می‌توان به طرق مختلف، از جمله دواير موهر نشان داد. مطالعات انجام شده در آزمایش سه محوری بر روی نوعی گنایس شیستی در فشارهای محدود کننده متفاوت، در شکل (4-17) بر روی یک نمودار موهر نشان داده شده است.

1- Fully Ductile
2 -Work Hardening



شکل 4-16- تأثیر فشارهای جانبی بر رفتار سنگ نمک



شکل 4-17- تأثیر فشارهای محدود کننده بر مقاومت و پارامترهای داخلی نمونه‌های گنایس شیستی

در این نمودار، نتیجه هر آزمایش سه محوری با یک دایره موهر توسط تنش‌های اصلی بزرگ و کوچک در شکست، نشان داده شده است و با رسم مناسب‌ترین مماس بر دوایر موهر در شکست، منحنی پوش مقاومت سنگ مزبور بدست آمده است. همانطوریکه قبلاً نیز شرح داده شد، پوش دایره موهر برای سنگ‌ها غیر خطی و تقعر آن به سمت پایین است. این رفتار را می‌توان بر روی گنایس شیستی که در شکل (4-17) نشان داده شده است، توضیح داد که در آن با افزایش فشارهای جانبی محدود کننده، زاویه اصطکاک داخلی کاهش یافته است. با اینحال منحنی پوش موهر برای سنگ‌های شکننده در

فشارهای محدود کننده پایین را می توان با تقریب زیادی خطی فرض نمود. زیرا که در بسیاری از مسائل کاربردی در مهندسی ساختمان و معدن با فشارهای محدود کننده پایین (تا حدود نصف مقاومت فشاری تک محوری سنگ) روبرو هستیم و لذا فرض ضریب اصطکاک داخلی μ ثابت، برای موارد کاربردی مذکور می تواند تا حد زیادی صحیح و قابل قبول باشد، اما در مسائلی که با فشارهای محدود کننده بالا روبرو هستیم نظیر حفاری های زیرزمینی عمیق و یا در مسائل مورد علاقه و توجه زمین شناسان چنین فرضی بطور جدی با اشکال همراه خواهد بود.

همچنین فرض ثابت بودن مقدار ضریب اصطکاک داخلی در مورد سنگ های نرم نظیر شیل و لای-سنگ ها که منحنی پوش آنها حتی در فشارهای محدود کننده پایین نیز غیر خطی است، دور از واقع خواهد بود.

4-8- خواص فیزیکی سنگ

در طبیعت سنگ ها در حالت های مختلفی قرار داشته و منافذ خالی موجود در آنها یا با هوا، یا با آب و یا با سیالات دیگر اشغال شده اند. این مطالب در مورد خاک و سنگ هر دو صدق می کند.

هر سنگ یا نمونه سنگی از فازهای زیر تشکیل شده است.

1- فاز مایع 2- فاز جامد 3- فاز گاز

در نمونه های نزدیک به سطح زمین که نمونه خشک باشد سنگ از دو فاز گاز و جامد تشکیل شده است لذا منظور از سنگ اشباع، سنگی است که تمام منافذ آن با آب پر شده باشد.

با بررسی روابط موجود میان این سه فاز می توان پارامترهای مختلف یک سنگ را بدست آورد.

این روابط به دو دسته روابط وزنی و حجمی تقسیم بندی می شوند.

$$W_{total} = W_{air} + W_{water} + W_{solid} \cong W_{water} + W_{solid} \quad \text{- وزن نمونه}$$

$$V_{void} = V_{air} + V_{water} \quad \text{- حجم منافذ موجود}$$

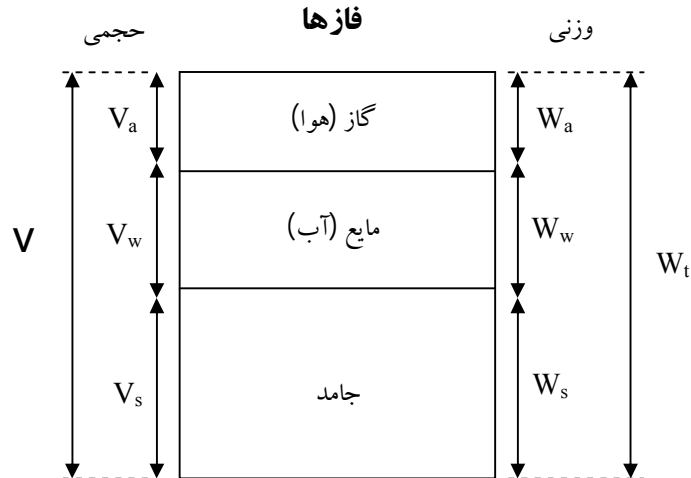
$$V_{total} = V_{void} + V_{solid} \quad \text{- حجم کل نمونه}$$

نسبت پوکی¹: نسبت حجم منافذ به حجم جامد را نسبت پوکی گویند.

$$e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{V_a + V_w}{V_s}$$

1- Void Ratio

تخلخل¹: تخلخل یکی از پارامترهای مهم سنگ است. سنگ‌های آذرین نسبت به سنگ‌های رسوبی و دگرگونی تخلخل کمتری دارند و چنانچه تخلخل سنگ آذرینی زیاد باشد، دلیل به هوازده بودن آن است. تخلخل به صورت زیر تعریف می‌شود.



$$n = \frac{V_v}{V_{total}} \times 100 = \frac{V_{air} + V_{water}}{V_{air} + V_{water} + V_{solid}} \times 100$$

درجه اشباعیت²: این درجه درصدی از حجم منافذ را که با آب پر شده باشد را نشان می‌دهد.

$$s = \frac{V_{water}}{V_{void}} \times 100 = \frac{V_{water}}{V_{air} + V_{water}} \times 100$$

چنانچه تمام منافذ از آب پر باشند (سنگ اشباع) مقدار S برابر 100% می‌باشد و در صورت خشک بودن s = 0 خواهد بود.

محتوای آب³: آب محتوا به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$w = \frac{W_{water}}{W_{solid}} \times 100$$

وزن حجمی سنگ¹: وزن حجمی سنگ عبارت است از خارج قسمت وزن نمونه بر حجم آن که با γ (گاما) نشان داده می‌شود. واحد وزن حجمی در سیستم‌های مختلف عبارتست از gr.f/cm^3 یا KN/m^3 یا

1- Porosity

2- Degree of Saturation

3- Water Content

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

lb/ft^3 که در این ارتباط وزن حجمی آب به صورت u.w. of water بیان می‌شود. مقدار وزن حجمی آب در سیستم انگلیسی برابر $62/4(lb/ft^3)$ و در سیستم SI برابر $9.8(KN/m^3)$ و در سیستم M.K.S به صورت $1(gr.f/cm^3)$ می‌باشد.

بدلیل اینکه وزن حجمی سنگ در شرایط مختلف قابل تغییر است، وزن‌های حجمی زیر برای سنگ تعریف می‌شوند:

$$\gamma_t = W/V \quad \text{وزن حجمی کل}^2$$

$$\gamma_s = W_s/V_s \quad \text{وزن حجمی جامد:}$$

$$\gamma_d = W_d/V \quad \text{وزن حجمی خشک}^3$$

$$\gamma_s = W_{sat}/V \quad \text{وزن حجمی اشباع}^4$$

وزن حجمی غوطه‌وری: آخرین نوع وزن حجمی که به خصوص هنگام غوطه‌ور شدن سنگ مطرح می‌شود، وزن حجمی غوطه‌ور⁵ است که به صورت زیر تعریف می‌شود.

$$g_b = g_{total} - g_{water}$$

g_b : بیشتر در سفره‌های آب زیرزمینی مطرح می‌شود زیرا سنگ به صورت غوطه‌ور در آب است. در مناطق مختلف، عموماً وزن‌های حجمی براساس سطح آب‌های زیرزمینی به صورت زیر می‌باشد. **چگالی نسبی**⁶: این پارامتر به ما نشان می‌دهد که یک جسم از آب هم حجم خودش چقدر سنگین‌تر است.

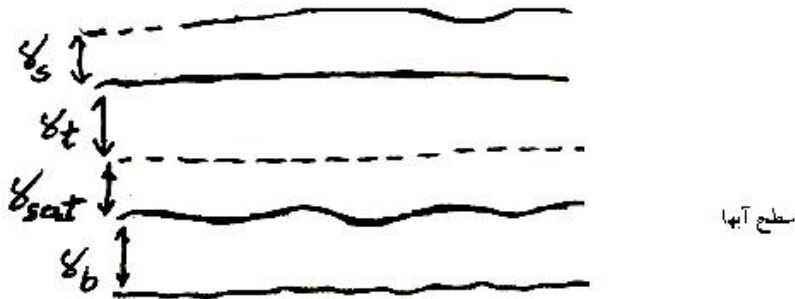
چگالی ظاهری: عبارت از نسبت بین وزن حجمی کل بر وزن حجمی آب است.

$$G_t = g_b / g_{water}$$

چگالی مطلق: عبارتست از نسبت بین وزن حجمی جامد بر وزن حجمی آب $G_s = g_s / g_{water}$ با وجود اینکه سنگ از ترکیب کانی‌های مختلفی تشکیل شده است، می‌توان برای تعیین چگالی نسبی سنگ با تعیین چگالی نسبی هر یک از کانی‌ها و نیز درصد حجمی کانی‌ها، از رابطه زیر استفاده کرد

-
- 4- Density, Unit Weigh of Mass
 - 5- Total Unit Weigh
 - 3- Dry Unit Weigh
 - 4- Saturated Unit Weigh
 - 5- Bouyont Unit Weigh
 - 6- Specific Gravity

$$G = \sum_{i=1}^n (G_i \cdot V_i)$$



مثال: اگر سنگی دارای کانی‌های با مشخصات زیر باشد، آنگاه چگالی نسبی سنگ را تعیین کنید.

کانی دارای چگالی نسبی $3/2$ و 50 درصد

کانی دارای چگالی نسبی $2/5$ و 25 درصد

کانی دارای چگالی نسبی $3/5$ و 25 درصد

حل:

$$G = \sum_{i=1}^n (G_i \cdot V_i) = (3.2 \times 0.5) + (2.5 \times 0.25) + (3.5 \times 0.25) = 3.1$$

روابط مختلفی بین پارامترهایی که در فوق شرح داده شد برقرارند که در ادامه ارائه گردیده است:

$$1) \quad n = \frac{e}{1+e} \quad \text{یا} \quad e = \frac{n}{1-n}$$

$$2) \quad \gamma_d = G \gamma_w (1-n)$$

$$3) \quad g_d = \frac{g_{sat}}{1+w}$$

$$4) \quad n = \frac{w \cdot G}{1+w \cdot G}$$

در صنعت نفت برای بدست آوردن تخلخل، جیوه را به درون نمونه تزریق می‌کنند که در این صورت تخلخل از رابطه زیر بدست می‌آید.

$$n = \frac{w_{Hg} \cdot \frac{G}{G_{Hg}}}{1 + w_{Hg} \cdot \frac{G}{G_{Hg}}}$$

G_{Hg} : چگالی نسبی جیوه = 13/546

w_{Hg} : مقدار جیوه تزریق شده

G : چگالی نسبی سنگ

4-9- عوامل مؤثر بر رفتارهای مکانیکی سنگ

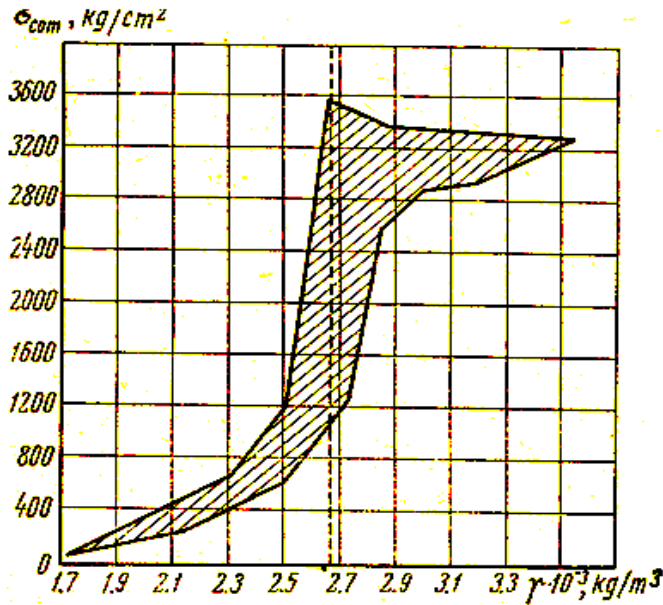
در این بخش عوامل مؤثر بر رفتار مکانیکی سنگ‌ها بطور عام و در رفتار سنگ‌ها در تراکم یک محوری بطور خاص مورد بررسی قرار می‌گیرد. به علت سادگی و سهولت انجام آزمایش تعیین مقاومت فشاری تک محوری و نیز کاربرد زیاد آن در تعیین خصوصیات مکانیکی سنگ بکر، تکیه عمده بحث حاضر بر روی این مقاومت می‌باشد.

بطور کلی عوامل مؤثر بر رفتار مکانیکی سنگ‌ها را می‌توان به چند دسته، شامل نوع سنگ و وضعیت طبیعی آن، عوامل خارجی و محیطی، شرایط انجام آزمایش و صلابت دستگاه‌های آزمایش تقسیم نمود که دو مورد آخر قبلاً بحث شده است.

نوع سنگ و وضعیت طبیعی آن: این عوامل شامل ترکیب کانی‌شناسی، چگالی نسبی، وزن حجمی، تخلخل، شکل و اندازه دانه‌ها و منافذ، میزان هوازدگی و دگرسانی¹ و میزان شکستگی‌های خیلی ریز² می‌باشد که به شرح آنها می‌پردازیم.

بطور کلی ترکیب کانی‌شناسی، تأثیر قابل ملاحظه‌ای بر مقاومت و خصوصیات ارتجاعی سنگ‌ها، دارا می‌باشد. در بین کانی‌های تشکیل دهنده سنگ‌ها، کوارتز دارای حداکثر مقاومت است بطوریکه براساس اطلاعات حاصله از نتایج مطالعات محققین متعدد، مقاومت فشاری کوارتز بالای $5000(\text{kg/cm}^2)$ می‌باشد. در حالیکه مقاومت فشاری فلدسپات‌ها، پیروکسن‌ها، آوژیت، هورنبلند، الیوین و سایر کانی‌های تیره فرّومینزیم بین 2000 تا 5000 کیلوگرم بر سانتیمترمربع است و مقاومت تراکمی کلسیت (100 تا 200 کیلوگرم بر سانتیمتر مربع) است. بدین جهت مقاومت سنگ‌های کواتزدار، در صورتیکه کوارتز، کالبد سنگ را تشکیل داده باشد بالا خواهد بود. با توجه به منحنی حاصله برای تغییرات مقاومت فشاری کانی‌ها نسبت به وزن مخصوص آنها، می‌توان دریافت که حداکثر مقاومت فشاری به وزن مخصوص کوارتز $(2/75 - 2/65)$ مربوط می‌گردد. برعکس در صورت وجود کانی‌های سست مانند میکا و کلسیت، مقاومت فشاری سنگ بطور قابل ملاحظه‌ای کاهش خواهد یافت. بعنوان مثال، آزمایش بر روی کوارتزیت‌های دگرگونی و ماسه‌سنگ‌های کوارتزیتی قابل توجه است. در این خصوص اطلاعات بسیار جامعی در کتاب فیزیک سنگ قابل دسترسی است [13].

1- Weathering and Alteration
2- Micro Fractures



شکل 4-18- تغییرات مقاومت کانی‌ها نسبت به وزن مخصوص آنها

ملاحظه می‌شود که در سنگ‌های سیمان شده¹ مقاومت سیمان یا کالبد، عامل تعیین کننده است نه مقاومت اجزاء و دانه‌های تشکیل دهنده آن. تأثیر ترکیب کانی‌شناسی بر خصوصیات الاستیکی سنگ‌ها، بخصوص سنگ‌های با تخلخل کم بسیار چشمگیرتر است. از نتایج مطالعات انجام شده می‌توان دریافت که مدول الاستیسته کانی‌های تیره فرّومنیزیم نظیر الیوین و گرونا و کانی‌های فلزی نظیر پیریت و مگنتیت بالا بوده و تا $2/7 \times 10^6 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ می‌رسد. در صورتیکه مدول الاستیسته کوارتز حدود $1 \times 10^6 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ می‌باشد. از اینرو مدول الاستیسته سنگ‌های بازیک و اولترابازیک، بیشتر از سنگ‌های اسیدی و روشن است.

همچنین، تجربه نشان داده است که اگر خصوصیات ارتجاعی کانی‌های تشکیل دهنده سنگ با خصوصیات ارتجاعی سیمان آن متفاوت باشد، رفتار ارتجاعی سنگ مزبور بیشتر تحت تأثیر خصوصیات ارتجاعی کالبد یا سیمان آن قرار می‌گیرد.

مطالعات انجام شده نشان می‌دهد که بطور کلی با افزایش وزن حجمی، بر میزان مقاومت فشاری و مدول الاستیسته سنگ‌ها، افزوده می‌شود. در شکل (4-18)، ارتباط مقاومت فشاری یک محوری و مدول الاستیسته سنگ آهک‌های یکی از مناطق زغالی شوروی با وزن حجمی آن نشان داده شده است که با رابطه تقریبی زیر می‌توان آنرا بیان کرد.

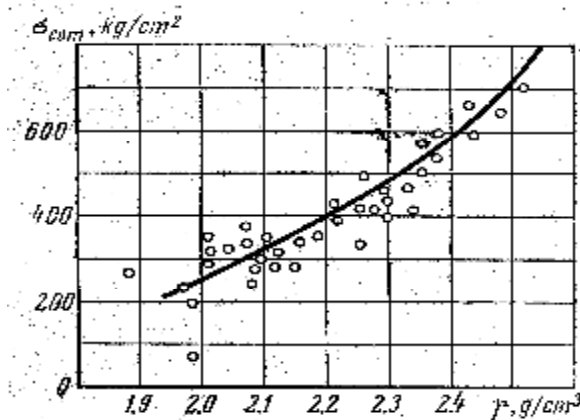
1- Cemented Rock

$$s_c = 1225(g - 1.7)^2$$

$$E = 7.2 \times 10^5 \times (g - 1.8)^2$$

g : وزن حجمی سنگ بر حسب (gr/cm^3)

در روابط فوق s_c و E بر حسب (kg/cm^2). ملاحظه می شود که مقاومت و مدول الاستیسیته هر دو با افزایش وزن حجمی زیاد می شود.



شکل 4-19- رابطه بین مقاومت و وزن مخصوص سنگ آهک

بطور کلی افزایش میزان تخلخل بر عکس وزن حجمی باعث کاهش مقاومت و مدول الاستیسیته سنگ می گردد. رابطه بین تخلخل، مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته سنگها را می توان با روابط زیر بیان کرد.

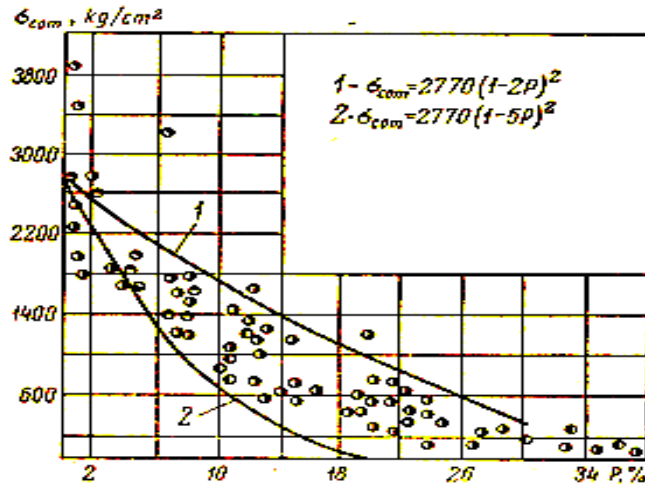
$$E = E_0 \cdot (1 - A \cdot n)^2$$

$$s_c = s_{c_0} \cdot (1 - A \cdot n)^2$$

A : ضریبی است که مقدار آن بین 1.5 تا 4 تغییر می کند ($1.5 < A < 4$) و به شکل منفاذ بستگی داشته و مقدار آن به صورت تجربی تعیین می شود.

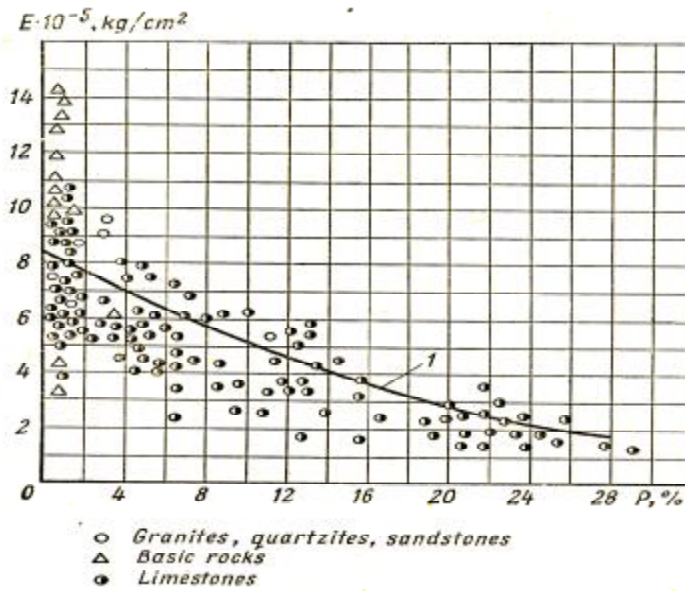
E_0 و s_{c_0} : به ترتیب مقاومت فشاری تک محوری و مدول الاستیسیته سنگ، در حالت بدون تخلخل می باشد که مقادیر آنها تابع ترکیب کانی شناسی سنگ می باشد.
 n : تخلخل نمونه است.

شکل (4-20)، رابطه بین مقاومت فشاری یک محوری سنگ و تخلخل آن را نشان می دهد (برای یک سنگ کربناتی). در ارتباط با سنگهای رسوبی با افزایش سن و عمق سنگ تخلخل کاهش می یابد. در عمق در اثر فشار زیاد و در اثر ازدیاد زمان اعمال فشار، این کاهش ایجاد می شود.



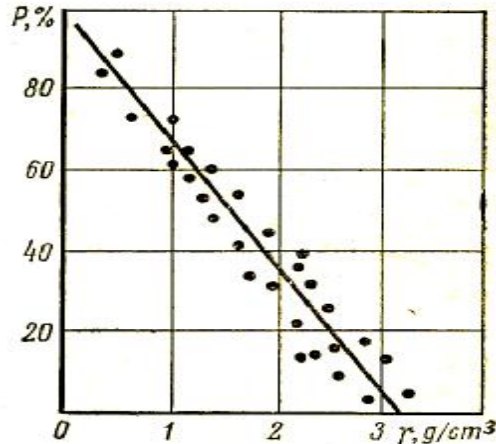
شکل 4-20- رابطه بین مقاومت فشاری و تخلخل سنگهای کربناته

شکل (4-21)، رابطه بین مدول الاستیسیته و تخلخل را در سنگهای مختلف نشان می‌دهد.



شکل 4-21- رابطه بین مدول الاستیسیته و تخلخل را در سنگهای مختلف

در شکل (4-22)، رابطه بین وزن مخصوص ظاهری و تخلخل را در سنگهای رسوبی نشان داده شده است.



شکل 4-22- رابطه بین وزن مخصوص ظاهری و تخلخل در سنگ‌های رسوبی

در سنگ‌های آذرین و دگرگونی و در بعضی سنگ‌های آهکی کریستالین و تبخیری، قسمت مهمی از فضاهای خالی را ناپیوستگی و شکستگی‌های خیلی کوچک صفحه‌ای¹ تشکیل می‌دهد [] . وجود تعداد کمی از این شکستگی‌ها به اندازه مقادیر قابل توجهی از منافذ کروی، خواص فیزیکی و مکانیکی سنگ را تحت تأثیر قرار می‌دهند. زیرا این شکاف‌ها، از تنش متأثر شده و رفتارشان تغییر می‌کند. در سنگ‌های آذرین مقدار تخلخل معمولاً در حدود 1 الی 2 درصد است، مگر اینکه هوازدگی رخ داده باشد. که در صورت وجود هوازدگی، تخلخل می‌تواند تا 20 درصد و یا بیشتر افزایش یابد. در نتیجه می‌توان تخلخل را به عنوان یک ایندکس مفید در مورد کیفیت سنگ‌های آذرین بکار گرفت. در این ارتباط، آزمایشگاه ملی ساختمان در کشور پرتغال، رده‌بندی‌های مختلفی را برای مقاصد مهندسی براساس اندازه‌گیری تخلخل انجام داده است. در این رده‌بندی تخلخل براساس محتوای آب سنگ‌ها اندازه‌گیری شده است (سنگ‌ها 24 ساعت در آب غوطه‌ور بوده‌اند). در سنگ‌های فاقد هوازدگی نیز بین تخلخل و خواص مکانیکی سنگ روابط جالبی وجود دارد که قبلاً بحث شده است. لازم به یادآوری است که سنگ‌ها را به لحاظ متخلخل بودن نمی‌توان با سایر اجسام الاستیک نظیر فلزات مقایسه کرد. زیرا که مقادیر ثابت ارتجاعی سنگ‌ها، همانگونه که ملاحظه گردید، در طول روند یک بارگذاری یا برداشت بار، ثابت باقی نمی‌ماند. زیرا رفتار سنگ‌ها تحت تنش‌های وارده، عمدتاً به سطح تماس دانه‌های تشکیل دهنده سنگ و از آنرو به کلیه عوامل سنگ‌شناسی تعیین کننده اندازه و شکل سطح تماس دانه‌ها وابسته می‌باشد.

1- Fissure

از طرف دیگر بروز پدیده‌هایی نظیر تغییر شکل پایدار، قبل از نقطه تسلیم و وارفتگی در سنگ‌ها را می‌توان به وجود خلل و فرج موجود در سنگ‌ها معطوف داشت. بطور کلی مقاومت سنگ‌ها با افزایش اندازه دانه‌ها در شرایط یکسان دیگر کاهش می‌یابد که علت این امر وجود رابطه مستقیم بین نیروهای چسباننده¹ و میانگین مقدار سطح تماس دانه با سیمان سنگ، می‌باشد.

بنظر می‌رسد که با کوچکتر شدن اندازه اجزاء تشکیل دهنده یک جسم جامد، پیوستگی بین مولکولی زیادتر گردیده و از سویی تشکیل شکستگی‌های خیلی ریز و سایر بهم ریختگی‌ها که اساساً شکست جسم را سهولت می‌بخشند کمتر می‌گردند.

4-10- تأثیر عوامل هوازدگی و دگرسانی بر رفتار سنگ

هر چه ابعاد دانه‌های تشکیل دهنده سنگ ریزتر باشد، مقاومت سنگ بیشتر می‌شود. زیرا هر چه دانه‌ها ریزتر باشد، سطح تماس بین دانه‌ها در سنگ، افزایش می‌یابد. مقاومت سنگ‌ها با افزایش اندازه دانه‌ها در شرایط یکسان دیگر کاهش می‌یابد. بنابه نظر آقای رهبندر²، با کوچک شدن اندازه اجزاء تشکیل دهنده یک جسم جامد پیوستگی بین مولکول‌ها زیادتر می‌گردد.

تجربه نشان داده است که هوازدگی می‌تواند مقاومت فشاری یک محوری سنگ را تا حدود $\frac{1}{4}$ مقاومت سنگ هوازده کاهش دهد. البته جریان هوازدگی به نوع سنگ‌ها بستگی داشته و از طرف دیگر شرایط محیطی می‌تواند به عنوان یک عامل تسریع کننده یا کند کننده هوازدگی باشد.

به عنوان مثال، سنگ‌های متراکم و ناتراوا نظیر بازالت، به تدریج بوسیله پوسته نازکی از مواد هوازده پوشیده می‌شوند. در حالیکه تأثیر هوازدگی در گرانیته‌ها به مراتب عمیق‌تر بوده و سنگ‌های متخلخل نظیر ماسه سنگ‌ها، کمابیش می‌توانند بطور یکنواخت تا عمق قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر هوازدگی قرار بگیرند.

شاخص دگرسانی³ که توسط آقای هامرول⁴ بیان شده عبارتست از: نسبت وزن آب جذب شده بوسیله سنگ در یک آزمایش جذب آب سریع، بر وزن خشک آن که به صورت درصد بیان می‌گردد بر اقیئت سنگ، در اثر هوازدگی از بین می‌رود و با صدای چکش بجای صدای زیر، صدای بم ایجاد می‌کند. که

1- Cohesive Forces

2- Reh binder

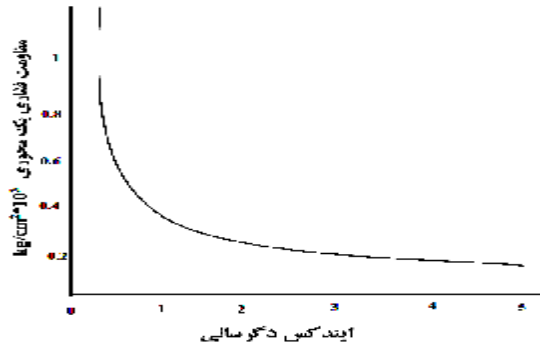
3- Alteration Index

4- Hamrol

برای تشخیص سنگ‌های هوازده استفاده می‌شود. هوازدگی ابتدا از سطح درزه‌های موجود در سنگ آغاز می‌شود.

هوازدگی¹: تأثیر عواملی چون آب باران که از سطح به داخل صورت می‌گیرد و تا عمق خاصی ادامه دارد را هوازدگی گویند.

دگرسانی²: تأثیر عواملی چون آب‌های زیرزمینی را که در هر عمقی صورت می‌گیرد و حاوی مقداری املاح می‌باشد را دگرسانی گویند. تأثیر شاخص دگرسانی بر مقاومت فشاری تک محوری در شکل (4-23) نشان داده شده است.



شکل 4-23- تأثیر شاخص دگرسانی بر مقاومت فشاری تک محوری

بالاخره، میزان افزایش شکستگی‌های خیلی ریز موجود در سنگ باعث کاهش مقاومت سنگ می‌شود و همچنین مدول الاستیسته سنگ نیز با افزایش میزان این شکستگی‌ها کاهش می‌یابد که این کاهش ربطی به علل ایجاد این شکاف‌ها ندارد.

4-11- تأثیرات حرارت بر مقاومت سنگ

تأثیر حرارت‌های بالا بر مقاومت سنگ به طبیعت و نوع کانی‌های تشکیل دهنده سنگ، بستگی دارد. یعنی حرارت ممکن است در سنگی باعث افزایش مقاومت و در سنگی دیگر باعث کاهش آن گردد (چون ضرائب انبساط و انقباض کانی‌ها یکسان نیست) تأثیر حرارت بر سنگ‌های مختلف، متفاوت می‌باشد. در حرارت‌های بالا با گداختن³، سوختن⁴ و تجزیه⁵ کانی‌ها، مقاومت سنگ‌ها کاهش می‌یابد. اما

1- Weathering
2- Alteration
1- Smelting
2- Burning
3- Decoposition

سنگ‌های آرژیلتی (سنگ‌های رسی) با افزایش درجه حرارت به علت پخته شدن، سخت‌تر گردیده و مقاومت‌شان افزایش می‌یابد (آجر و سفال).

در صورتی که بالا رفتن حرارت به حدی نباشد که باعث تجزیه کانی‌ها شود، مقاومت سنگ بسته به شدت و جهت تنش‌های حرارتی ایجاد شده در داخل سنگ، ممکن است تغییرات متفاوتی را داشته باشد.

بطور کلی کانی‌های تشکیل دهنده سنگ دارای ضرایب انبساط خطی مختلف و همچنین مقادیر ضرایب الاستیکی متفاوتی هستند، از اینرو بالا رفتن حرارت، موجب انبساط نابرابر کانی‌های مختلف شده که در این حالت ممکن است دو نتیجه متفاوت عاید گردد. اگر جسمی دارای ادخالتهای¹ باشد، با فرض یکسان بودن مدول الاستیسیته ماده فراگیرنده با ادخالتهای آن، تنش‌های حرارتی² ایجاد شده از رابطه زیر تعیین می‌گردد.

$$\sigma = E (\beta_1 - \beta_2) \Delta T . f_s$$

که در این رابطه:

$(\beta_1 - \beta_2)$: اختلاف انبساط خطی ادخالتهای با ماده در برگیرنده

ΔT : حرارت داده شده به جسم بر حسب درجه سانتیگراد

f_s : عاملی است که مقدار آن تابع سطح تماس ادخالتهای با ماده دربرگیرنده است می‌باشد.

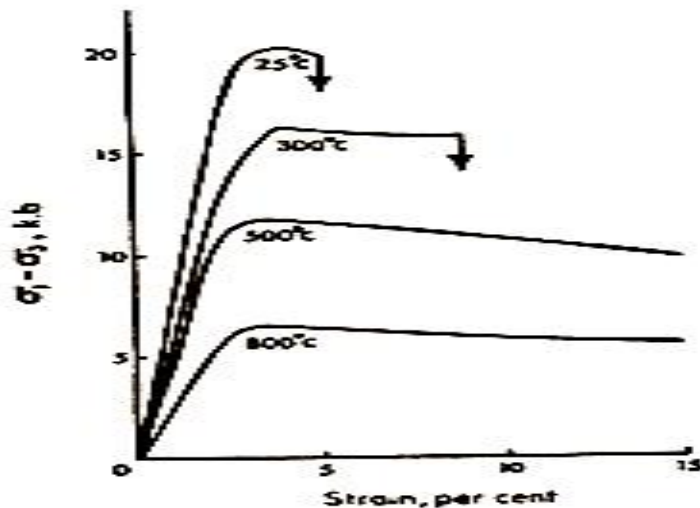
حال برای درک بهتر مطلب می‌توان حالت ساده شده‌ای را در نظر گرفت که سنگ فقط دارای یک ادخال باشد، در این صورت اگر $(\beta_1 - \beta_2)$ بزرگتر از صفر باشد، تنش‌های کششی در ماده فراگیرنده، ایجاد می‌شود و موجب باز شدن یا انبساط شکاف‌های خیلی ریز موجود و در نتیجه کاهش مقاومت سنگ خواهد گردید.

اما اگر $(\beta_1 - \beta_2)$ ، کوچکتر از صفر باشد تنش‌های تراکمی در ماده اصلی یا فراگیرنده ایجاد شده و از انبساط یا باز شدن شکستگی‌های خیلی ریز، جلوگیری خواهد کرد. در این حالت، افزایش درجه حرارت باعث کاهش میزان شکستگی‌های خیلی ریز و افزایش مجموع سطح تماس دانه‌ها و در نتیجه افزایش مقاومت سنگ می‌گردد.

به تجربه ثابت شده است که تنش‌های تراکمی حرارتی داخل سنگ‌ها، ممکن است از 1000 تا 4000 (kg/cm^2) تغییر نماید.

4- Inclusion
5- Thermal Stresses

افزایش بیشتر درجه حرارت، ممکن است باعث ایجاد تنش‌های بزرگتر از مقاومت فشاری و یا برشی گردد و در نتیجه باعث توسعه شکستگی‌های خیلی ریز و کاهش مقاومت سنگ گردد. به همین علت افزایش مقاومت در بعضی سنگ‌ها فقط تا حد معینی از افزایش درجه حرارت مشهود می‌باشد. به عنوان مثال با حرارت دادن گابرو تا حد 600 درجه سانتیگراد بر مقدار مقاومت فشاری آن افزوده می‌گردد و به تجربه ثابت شده است که بالا رفتن مقاومت سنگ در اثر افزایش درجه حرارت از مشخصه‌های سنگ‌های دانه‌ریز متراکم می‌باشد. ماسه‌سنگ‌های دانه‌ریز (قطر دانه‌ها از 0.02 تا 0.3 میلی-متر) سرپانتینیت (اندازه دانه‌ها از 0.1 تا 0.6 میلی‌متر) و سایر سنگ‌های از این قبیل، نشان دهنده افزایش مقاومت با بالا رفتن دما تا حد 800 c° می‌باشد. از طرف دیگر افزایش درجه حرارت در بعضی سنگ‌ها، مثل گرانیت با کاهش مقاومت آن همراه است. افزایش درجه حرارت همچنین باعث افزایش شکل‌پذیری و تغییر ماهیت شکست سنگ‌ها گردیده و از اینرو فشار محدود کننده لازم برای انتقال از رفتار شکننده به حالت شکل‌پذیر را کاهش می‌دهد. رفتار شاخص گرانیت در فشار جانبی محدود کننده (5000 bar) و حرارت‌های مختلف در شکل (4-24) نشان داده شده است [8a].



شکل 4-24- رفتار شاخص گرانیت در فشار جانبی محدود کننده (bar) 5000 و حرارت‌های مختلف

بطوریکه از شکل (4-24) ملاحظه می‌شود، مدول الاستیسیته و مقاومت، هر دو با افزایش حرارت کاهش می‌یابد ولی شکل‌پذیری افزایش می‌یابد. شکل (4-24) نشان می‌دهد که در حرارت آزمایشگاه (25°c)، رفتار سنگ شکننده بوده اما در حرارت‌های بالاتر دگر شکلی پایدار و غیر قابل برگشت، بدون آنکه کاهشی در تحمل بار وارده، حاصل آید در سنگ ایجاد می‌گردد.

در حرارت 800°C ، ماده مورد آزمایش به صورت "شکل پذیر کامل" در می آید و به این ترتیب پدیده انتقال از رفتار شکننده به شکل پذیر را می توان به عنوان تابعی از فشار محدود کننده و درجه حرارت محیط بطور همزمان مورد مطالعه قرار داد.

انتقال از رفتار شکننده به شکل پذیر، اهمیت قابل ملاحظه ای را از نظر زمین شناسی و ژئوفیزیکی در رابطه با رفتار مواد پوسته زیرین زمین دارا بوده و از لحاظ مکانیک سنگ کاربردی دارای اهمیت چندانی نیست. زیرا در محدوده فعالیت ها مکانیک سنگ کاربردی پدید آمدن حرارت و فشار محدود کننده لازم برای بروز چنین پدیده ای ندرتاً فراهم می آید.

در عین حال بررسی چنین پدیده ای در سنگ های کربناته و ماسه سنگ ها بدلیل پایین بودن نسبی فشارهای محدود کننده لازم برای بروز آن در حرارت آزمایشگاه از اهمیت بیشتری برخوردار است. کاهش درجه حرارت سنگ ها به زیر صفر درجه سانتیگراد (در حدود 20°C تا 30°C)، تنها خصوصیات مکانیکی سنگ های خرد شونده¹ را در حالت اشباع از آب، به شکلی در خور توجه تحت تأثیر قرار می دهد. در چنین شرایطی به علت یخ زدن آب محتوا، سنگ های مزبور به صورت سنگ های سخت و مقاوم در می آیند.

در درجه حرارت زیر صفر، مقاومت سنگ های سخت، تنها در حرارت های 100 تا 80 - درجه سانتیگراد در حدی قابل ملاحظه تحت تأثیر دمای محیط قرار می گیرد. سنگ های منجمد شده در درجات حرارت 100 - تا 120°C به مقدار زیادی ترد و شکننده می گردد. بطوریکه تحت تأثیر بارهای دینامیکی (ضربه) به میزان 4 تا $4/5$ برابر آسان تر از موقعی که در حرارت آزمایشگاه قرار دارند، شکسته می شوند.

در همان حال تجربه نشان داده است که کاهش درجه حرارت موجب افزایش مقاومت استاتیکی سنگ می گردد و به عنوان مثال، با انجماد ماسه سنگ ها، گابرو و سایر انواع سنگ ها، در دمای 180°C - مقاومت تراکمی استاتیکی آنها به میزان 10 تا 70 درصد، افزایش می یابد.

علاوه بر مقاومت، مقادیر ضریب ارتجاعی سنگ ها نیز تحت تأثیر دما قرار می گیرد. مثلاً بالا رفتن درجه حرارت محیط با کاهش مدول ارتجاعی بسیاری از سنگ های متبلور نظیر گرانیت همراه است زیرا با افزایش درجه حرارت، حرکت حرارتی² مولکول های جسم شدت یافته و پلاستیسیته سنگ افزایش می یابد.

1- Friable
1- Thermal Movement

بطوریکه کاهش مدول ارتجاعی سنگ‌ها بر اثر افزایش دما تا حرارت حدود 600°C در خور توجه است و از آن پس معمولاً تغییر قابل ملاحظه‌ای در مدول ارتجاعی سنگ‌ها مشاهده نمی‌شود. افزایش مدول ارتجاعی در اثر بالا رفتن درجه حرارت تا حدود 25٪، مشخصه سنگ‌های بی‌شکل¹ نظیر کوارتز شیشه‌ای و سنگ‌های دانه‌ریز بخصوص اسکارن‌های دونیت و ولاستونیت‌دار، می‌باشد. مدول ارتجاعی سنگ‌های آرژیلیتی دارای ذرات آب کلوئیدی، با افزایش درجه حرارت، به علت پخته شدن تا چند برابر افزایش می‌یابد. در صورتیکه بالا رفتن درجه حرارت موجب سوختن زغال سنگ، بعضی شیل‌ها و آهک یا تجزیه شدن آهک گردد، مدول ارتجاعی کاهش خواهد یافت. هنگامیکه دمای سنگ‌های خرد شونده و مرطوب به زیر صفر درجه سانتیگراد برده شود، به علت انجماد آب حفره‌ای و تقویت اتصال بین دانه‌ها، مدول ارتجاعی به شکل قابل ملاحظه‌ای افزایش می‌یابد، به همین علت انجماد سنگ‌های خشک و متراکم تا دمای -200°C در بسیاری از مواد باعث افزایش مدول ارتجاعی آن‌ها می‌گردد.

1- Amorph Rocks

فصل پنجم

رده بندی مهندسی سنگ

سنگ بکر به سنگی اطلاق می‌شود که بتوان از آن نمونه برداری کرد و در آزمایشگاه، مورد آزمایش قرار داد. که الزاماً فاقد وجوه ساختمانی بزرگ مقیاس نظیر سطوح لایه‌بندی¹، درزه‌ها²، جداشدگی‌ها³ و نواحی برشی⁴ باشد. در زمین شناسی رده‌بندی به همراه لیتولوژی سنگ مرسوم بوده که به نظر می‌رسد کنار گذاشتن کلی آنها چندان هم منطقی نیست. لذا قبل از ادامه بحث رده‌بندی، نگاهی گذرا به بحث لیتولوژی و اهمیت آن در مکانیک سنگ انداخته می‌شود [1، 9].

لیتولوژی: عبارتست از کانی‌شناسی، بافت، بافته (فابریک) به‌مراه نام سنگ یا جمله‌ای توصیفی از یک سیستم رده‌بندی مثلاً سنگ آهک دانه دانه، شیل قیری، گرانیت، شیست کلریت و میکای سیاه‌دار و... که این نام‌ها و رده‌بندیها کلاً زمین‌شناسی بوده و دست اندرکاران مکانیک سنگ غالباً این نوع رده‌بندیها را کافی نمی‌دانند. زیرا سنگ‌های با لیتولوژی یکسان ممکن است، حدود تغییرات وسیعی از خصوصیات مکانیکی سنگ را دارا باشند. از این رو پیشنهاد شده است که حتی چنین نام‌هایی بدست فراموشی سپرده شود و سیستم رده‌بندی نوینی صرفاً براساس خصوصیات مکانیکی سنگ ارائه شود. پذیرفتن چنین پیشنهادی بنا به علل زیر معقول نبوده و بنابراین محفوظ نگاه داشتن عناوین لیتولوژیکی سنگ لازم می‌باشد:

اولاً: برای هر نوع از سنگ حداقل حدود تغییرات مشخصی از مقادیر خصوصیات مکانیکی وجود دارد که مقدار خصوصیات مورد نظر الزاماً در همان محدوده قرار خواهد گرفت.

هر چند برای بعضی از خصوصیات مکانیکی و انواع مختلف سنگ‌ها حدود تغییرات مذکور، ممکن است وسیع باشد، ولی برای برخی دیگر امکان دارد چندان قابل ملاحظه نباشد.

برای مثال حدود تغییرات مقاومت فشاری یک محوری سنگ آهک، ممکن است از 5000 تا 35000(psi) یعنی 351 تا $2465(\text{kg}/\text{cm}^2)$ باشد و برای سنگ نمک فقط ممکن است 3000 تا 5000(psi) یعنی 210 تا $351(\text{kg}/\text{cm}^2)$ باشد. یا بعنوان مثالی دیگر سختی کوارتزیت بالا و ثابت بوده،

در حالیکه سختی ماسه سنگ بسته به نوع و درجهٔ سیمان شدگی از کم تا زیاد متغیر می‌باشد.

ثانیاً: دلیل دیگر برای استفاده از نام لیتولوژیکی رابطه‌ای است که بین بافته، بافت و ناهمسانی ساختمانی در سنگ‌های با منشأ معین وجود دارد. مثلاً اغلب سنگ‌های آذرین دارای بافته متراکم و بهم پیوسته، با

1- Bedding Plane

2- Joint

3- Parting

4- Shear Zone

فقط جزئی تفاوت در خصوصیات مکانیکی در جهات مختلف می‌باشند (ایزوتروپیک). البته به استثنای ساخت‌های جریان‌ی و مواد نفوذی نزدیک سطحی و بعضی از مواد نفوذی عمیق نظیر گرانیت‌های گنایسی که بیانگر ساختمان جریان‌ی در پیرامون توده نفوذی می‌باشند. سنگ‌های رسوبی نظیر شیل، ماسه‌سنگ و بعضی از سنگ آهک‌ها دارای لایه‌بندی بوده و از آنرو ناهمسانی قابل ملاحظه‌ای را در خصوصیات مکانیکی نشان می‌دهند (آنیزوتروپیک) سایر سنگ‌های رسوبی نظیر سنگ نمک و سنگ گچ (ژپس) و بیشتر سنگ آهک و دولومیت‌ها به علت تبلور دوباره دارای بافت به هم پیوسته گردیده و فقط نشان دهنده جزئی ناهمسانی ساختمانی می‌باشند.

سنگ‌های دگرگونی بیشتر از سایر سنگ‌ها از پدیده ناهمسانی متأثر می‌باشند، شیست‌های کلریت تالک و میکادار دارای سطوح تورق کاملاً مشخصی بوده و از کانی‌های ورقه‌ای شکل که موجب بروز تفاوت زیاد در مقاومت و تراکم‌پذیری سنگ، در جهات مختلف می‌گردد، تشکیل گردیده است. گنایس هم البته در حدی کمتر، مقداری ناهمسانی از خود بروز می‌دهد. لوح سنگ نیز به جهت دارا بودن رخ مشخص ورقه ورقه‌ای یا اسلیتی¹ به مقدار زیادی ناهمسان می‌باشد. سایر سنگ‌های دگرگونی مثل مرمر و کوارتزیت به علت تبلور دوباره و یافتن بافت به هم پیوسته نسبتاً همگن یا هموزن می‌باشند.

ثالثاً؛ دلیل دیگر برای حفظ نام زمین‌شناسی، ارتباطی است که می‌توان بین انواع معینی از سنگ و سایر وجوه زمین‌شناسی محل برقرار ساخت. مثلاً وجود سنگ آهک، ژپس یا سنگ نمک در محل موجب می‌گردد تا پژوهشگران انتظار برخورد با اشکال انحلالی نظیر غارها² و سینک هول‌ها³ و شکاف‌های باز انحلالی را داشته باشد و در صورت عدم وجود چشمه یا رودخانه در محل‌های دارای این نوع سنگ‌ها و وجود سفره‌های سیار آب زیرزمینی به ادامه این اشکال انحلالی به اعماق زمین پی می‌بریم. یا وجود گدازه‌های بازالتی می‌تواند دلالت بر تشکیل درزه‌های ستونی⁴ و بروز مشکلات مهندسی ناشی از آنها گردد.

به همین منوال، بعضی از انواع سنگ‌ها، نمایانگر رفتارها یا مسائل خاص خود می‌باشند وجود سنگ نمک و یا سایر سنگ‌های با منشأ تبخیری می‌تواند موجب بروز مشکلاتی ناشی از دگرشکلی مداوم تحت بار ثابت گردد (پدیده خزش). شیل‌ها اغلب به علت دارا بودن کانی‌های رسی در اثر تغییر تنش و یا محتوای آب و رطوبت در معرض تورم⁵ و شکفته⁶ شدن قرار می‌گیرند. بنابراین می‌توان دریافت که

-
- 1- Slaty
 - 2- Cavern
 - 3- Sinkholes
 - 4- Columnar Jointing
 - 5- Swelling
 - 6- Air-Slaking

مشخص شدن نام زمین‌شناسی سنگ، می‌تواند اطلاعات بسیار پر ارزشی را در مورد خصوصیات و رفتار سنگ به دست بدهد. با همه این موارد، برای کارهای مهندسی نام زمین‌شناسی به تنهایی کافی نبوده و بایستی با یک رده‌بندی مهندسی، شبیه آنچه که در زیر ارائه می‌گردد، توأم باشد.

5-2- رده‌بندی مهندسی سنگ‌ها در مکانیک سنگ

در مکانیک سنگ، سنگ را به دو صورت بکر و توده سنگ، رده‌بندی می‌کنند. در سال‌های اخیر موضوع رده‌بندی مهندسی سنگ رواج بسیاری یافته و استخوان‌بندی یکی از راه‌های طراحی سازه‌های سنگی (روش تجربی) را تشکیل می‌دهد. کتاب‌های متعددی در این خصوص چاپ شده است. که علاقمندان می‌توانند برای مطالعه بیشتر به آنها مراجعه کنند [14]، [15]، [16] و [17]. اهداف رده‌بندی‌ها به طور کلی عبارتند از:

الف) تقسیم نمودن توده‌سنگ بخصوص به قسمت‌های با رفتار مشابه

ب) فراهم نمودن مبنایی جهت درک ویژگی‌های قسمت‌های مختلف

ج) تهیه اطلاعات کمی برای طراحی مهندسی

د) فراهم نمودن مبنایی کلی جهت برقراری ارتباط بین داده‌ها

برای اینکه یک رده‌بندی بتواند، اهداف فوق را برآورد کند باید دارای مشخصات زیر باشد:

- 1- ساده بوده و براحتی بخاطر سپرده شود و قابل درک باشد.
- 2- هر اصطلاح آن واضح و روشن باشد و اصطلاحات مورد استفاده بایستی بطور وسیعی توسط مهندسين و زمین‌شناسان مورد قبول واقع شود.
- 3- غالب خصوصیات مهم و پر معنی توده سنگ را شامل باشد.
- 4- متکی بر پارامترهای قابل اندازه‌گیری در محل توسط آزمایشات سریع و ارزان باشد.
- 5- مبنای دسته‌بندی سیستم به نحوی باشد که اهمیت نسبی پارامترهای طبقه‌بندی در آن منعکس شود.
- 6- بر مبنای اطلاعات کمی گردآوری شده بتوان طرح نگهداری سنگ را مشخص نمود.

5-3- رده‌بندی سنگ بکر

علیرغم وجود رده‌بندی‌های متعدد سنگ بکر که در جدول مربوط به رده‌بندی سنگ بکر نشان داده شده است، در این بحث به رده‌بندی ارائه شده توسط دیر¹ و میلر² بسنده می‌شود.

1- Deer

2- Miller

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

این طبقه‌بندی برای اولین بار توسط دیر و میلر ارائه شد، که بعدها با ایجاد تغییراتی توسط میلر منتشر گردید. این رده‌بندی بر اساس دو خصوصیت مهم مهندسی سنگ‌ها یعنی مقاومت فشاری یک محوری و مدول الاستیسیته سنگ‌ها انجام شده است.

مدول مورد استفاده مدول مماسی اندازه‌گیری شده در 50 درصد مقاومت نهایی سنگ می‌باشد و مقاومت فشاری یک محوری مورد استفاده نیز، مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای شکل از سنگ با نسبت طول به قطر برابر 2 می‌باشد.

الف: رده‌بندی بر اساس مقاومت فشاری یک محوری سنگ

این رده‌بندی با پیروی از یک تصاعد هندسی مقاومت در جدول زیر نشان داده شده است.

رده‌بندی مهندسی سنگ بر اساس مقاومت فشاری یک محوری

رده	توصیف مقاومت	مقاومت فشاری یک محوره	
		(lb/in ²)	(kg/cm ²)
A	خیلی بالا	Over 32,000	> 2250
B	بالا	16,000-32,000	1125-2250
C	متوسط	8000-16,000	562-1125
D		4000-8000	281-562
E		Less than 4000	< 281

رده A: تنها تعداد کمی از سنگ‌ها در رده A قرار می‌گیرند که شامل کوارتزیت - دیاباز و بازالت‌های متراکم می‌باشند. در این رده مقاومت فشاری تک محوری سنگ‌ها بالاتر از 32000(psi) یا 2250(kg/cm²) می‌باشد.

رده B: با مقاومت فشاری یک محوری 16000 تا 32000(psi) در برگیرنده اکثریت سنگ‌های آذرین، سنگ‌های دگرگونی مقاوم، ماسه سنگ‌های خوب سیمان شده و شیل‌های سخت و اکثریت سنگ آهک-ها و دولومیت‌ها می‌باشد.

رده C: با مقاومت متوسط 8000 تا 16000(psi) شامل بسیاری از شیل‌ها، ماسه سنگ‌های متخلخل، سنگ آهک‌ها و تنوع زیادتری از سنگ‌های شیبستی نظیر (کلریت، میکا و تالک شیبست) می‌گردد.

گروه‌های D و E که سنگ‌هایی با مقاومت پایین و خیلی پایین می‌باشند شامل سنگ‌های متخلخل یا دارای وزن حجمی پایین از قبیل ماسه سنگ‌های خرد شونده، توف متخلخل، شیل‌های رسی، سنگ نمک، سنگ‌های هوازده یا تجزیه شده در اثر عوامل شیمیایی با هر لیتولوژی می‌باشند.

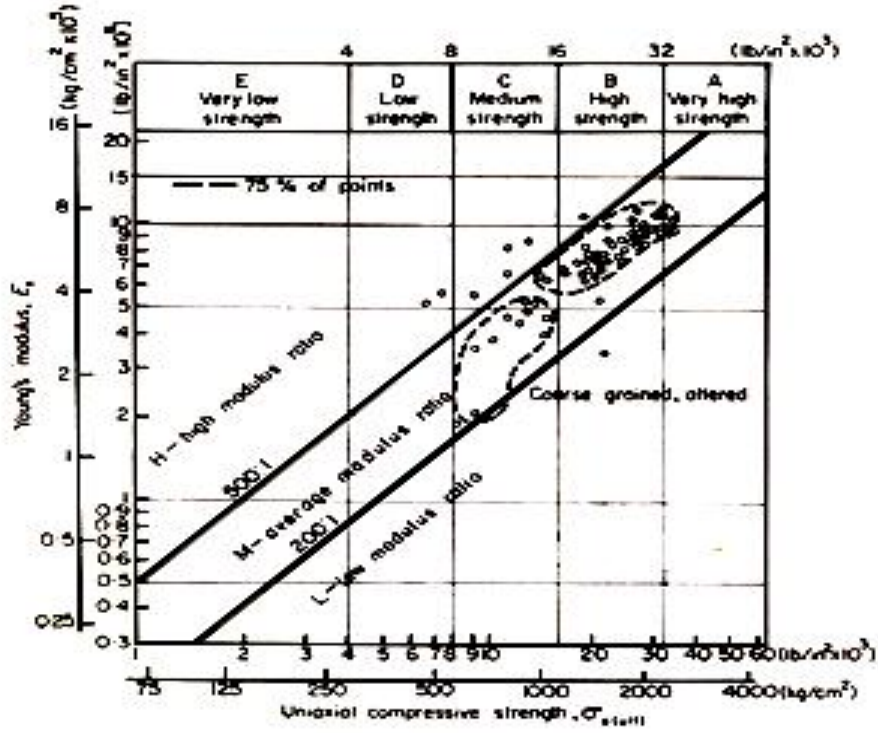
پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

رکن دوم سیستم رده‌بندی فوق مدول ارتجاعی سنگ بکر می‌باشد. که بجای بکارگیری مستقیم آن از نسبت مدول ارتجاعی¹ به مقاومت فشاری یک محوری سنگ استفاده می‌شود. رده‌بندی سنگ بکر بر اساس نسبت مدولی در جدول زیر نشان داده شده است. ناحیه‌ای که نسبت مدولی در آن متوسط بوده و با حرف M نشان داده شده از بالا بوسیله خطی با نسبت مدولی 1 به 500 و از پائین با خط 1 به 200 محدود شده است. سنگ‌هایی که دارای بافت بهم پیوسته و فاقد ناهمسانی و یا ناهمسانی جزئی باشد، در رده M قرار می‌گیرند، که شامل اکثریت سنگ‌های آذرین می‌گردد. در جدول زیر رده‌بندی سنگ‌ها بر اساس نسبت مدولی نشان داده شده است.

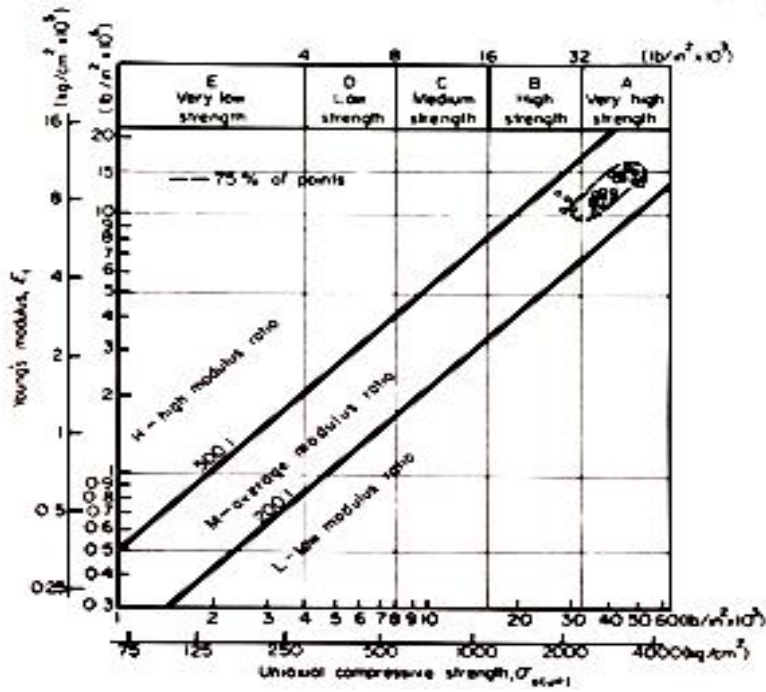
رده	شرح نسبت مدولی	میزان نسبت > مدولی
H	High بالا	> 500
M	Medium متوسط	200-500
L	Low پائین	< 200

سنگ‌هایی که دارای بافت به هم پیوسته و ناهمسانی کم باشند در رده M قرار می‌گیرند. برای بکارگیری رده‌بندی مزبور از نموداری مشابه شکل (5-1) استفاده می‌شود که در آن مقادیر مقاومت فشاری در محور افقی و مدول الاستیسیته در محور قائم و با مقیاس لگاریتمی نشان داده می‌شود و بدین ترتیب می‌توان محدوده وسیع‌تری از تغییرات هر کدام از پارامترها را پوشش داد. در ضمن رده‌بندی سنگ‌ها براساس مقاومت در بالای جدول قرار داده شده و موقعیت نسبت مدولی نقاط مختلف با توجه به خطوط مورب 1 به 500 و 1 به 200 و بین آنها بدست می‌آید. در شکل (5-1) رده‌بندی مهندسی سنگ بکر خانواده گرانیته با حدود 80 نمونه نشان داده شده است. در شکل (5-2) نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی 26 نمونه دیاباز از 8 محل و منبع مختلف نشان داده شده است. دیاباز سنگی است آذرین، دانه‌ریز تا متوسط، یکنواخت و متراکم، به‌طوریکه از شکل ملاحظه می‌شود نتایج یکنواخت‌تر بوده و سنگ بیشتر در رده AM یعنی رده مقاومت (خیلی) بالا با نسبت مدولی متوسط قرار گرفته است. نتایج 70 نمونه بازالت و سایر سنگ‌های خروجی ریزدانه در شکل (5-3) نشان داده شده است. به‌طوریکه ملاحظه می‌شود نتایج حاصل نشان دهنده محدوده تغییرات وسیع‌تری از مقاومت و نسبت مدولی می‌باشد. این امر می‌تواند ناشی از تغییر در کانی‌شناسی، تخلخل، اندازه دانه‌ها و ساختمان جریانی² سنگ‌های مورد آزمایش باشد.

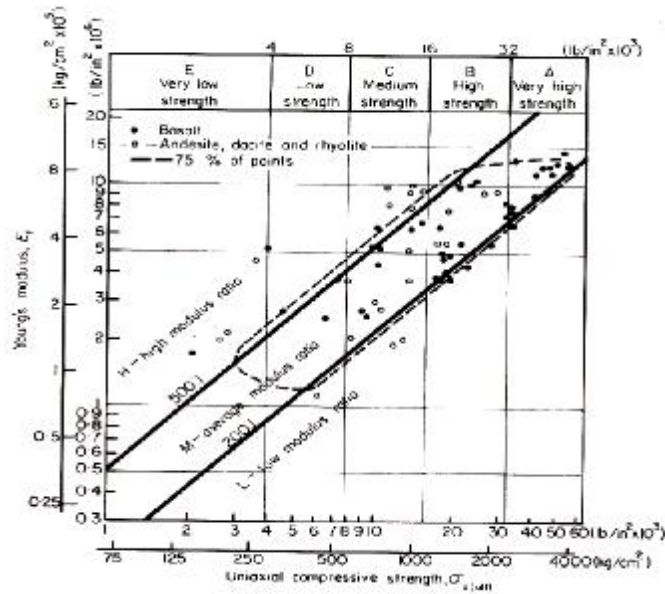
1- Modulus Ratio
2- Flow Structure



شکل 1-5 - خصوصیات مهندسی 80 نمونه گرانیت از 16 محل مختلف

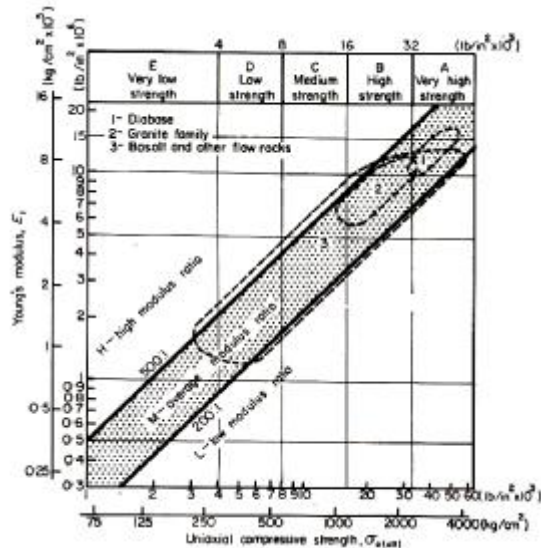


شکل 2-5 - رده بندی سنگ بکر نمونه های دیاباز به تعداد 26 عدد از 8 محل مختلف



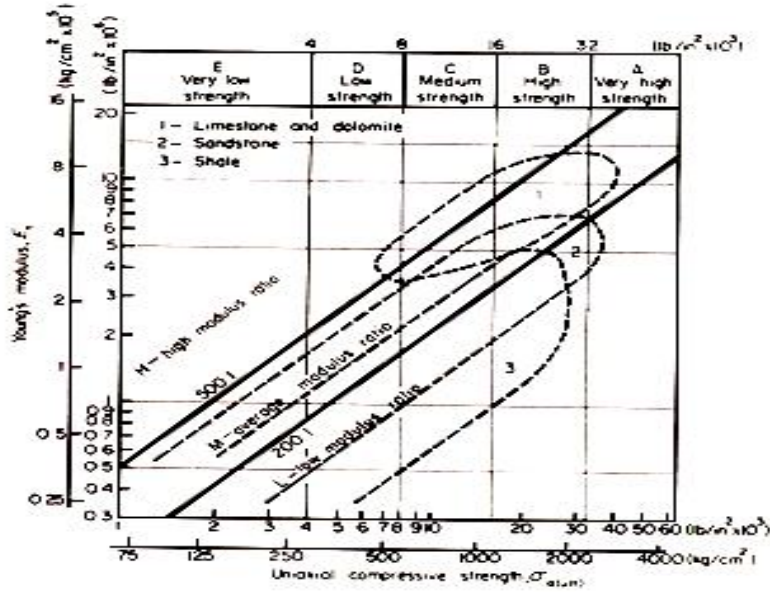
شکل 5-3- رده‌بندی سنگ بکر 70 نمونه بازالت و سایر سنگ‌های خروجی از 20 محل مختلف

در شکل (4-5) خلاصه نقاط پیاده شده برای سنگ‌های آذرین برای بیشتر از 175 نمونه نشان داده شده است.



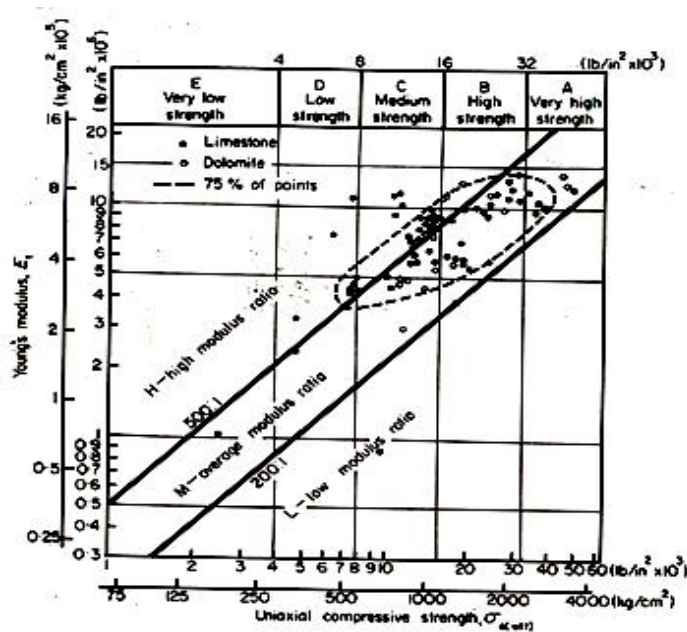
شکل 5-4- رده‌بندی سنگ بکر - خلاصه نقاط حاصل برای سنگ‌های آذرین (نمونه 176)

خلاصه نقاط پیاده شده برای 193 نمونه از سنگ‌های رسوبی در شکل (5-5) نشان داده شده است. بطوریکه ملاحظه می‌شود سنگ آهک و دولومیت‌ها اغلب در گروه‌های B و C قرار می‌گیرند. هر چند تعداد کمی از نمونه‌ها از مقاومتی در حد رده‌های A و D نیز برخوردارند.



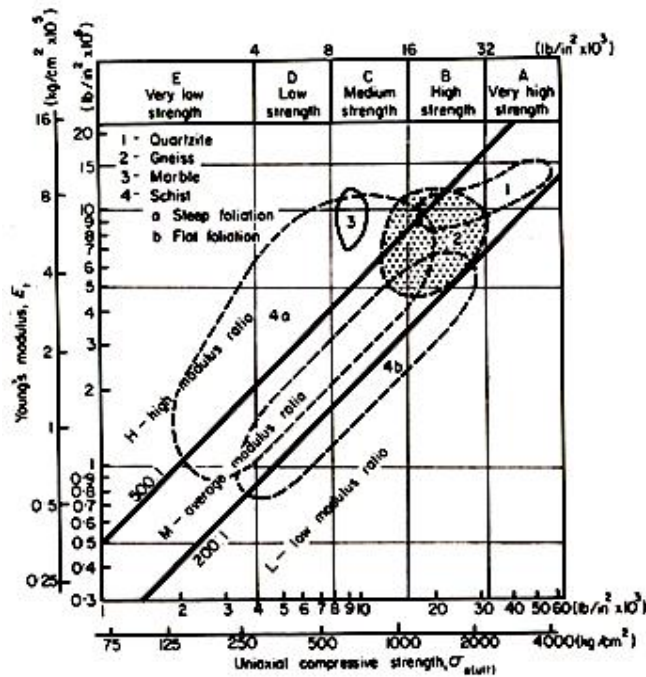
شکل 5-5- رده‌بندی سنگ بکر، خلاصه نقاط پیاده شده بر 193 عدد نمونه

نتایج نقاط بدست آمده برای سنگ آهک و دولومیت در شکل (5-6) نشان داده شده است. بطوریکه ملاحظه می‌شود، بیشتر نقاط نزدیک به خط مورب بالانی یعنی نسبت مدولی 1 به 500 و یا در بالای آن یعنی منطقه مدولی بالا قرار می‌گیرند. به نظر می‌رسد این حالت ناشی از تأثیر بافته به هم پیوسته و کانی‌شناسی کلسیت یا دولومیت این گونه سنگ‌ها باشد.



شکل 6-5- رده‌بندی سنگ بکر برای 77 نمونه سنگ آهک و دولومیت از 22 محل مختلف

منحنی‌های رسم شده برای ماسه سنگ و شیل در شکل (5-5) در قسمت زیرین خود دارای انتهای باز می‌باشد. زیرا بعضی از نمونه‌های آزمایش شده مقاومت فشاری کمتر از 1000 (psi) دارند و از طرف دیگر منحنی‌های ماسه‌سنگ و شیل هر دو به داخل ناحیه با نسبت مدولی پائین ادامه دارند. بنظر می‌رسد که علت اصلی این امر ناهمسانی ناشی از طبقه‌بندی یا تورق¹ اینگونه سنگ‌ها می‌باشد. از طرف دیگر از آنجا که تمامی نمونه‌ها در جهت عمود بر سطح تورق آزمایش شده‌اند. مدول الاستیسیته آنها پائین می‌باشد. در چنین حالتی مقاومت سنگ تحت تأثیر قابل توجهی قرار نمی‌گیرد. در صورتیکه مدول الاستیسیته بعلت تغییر شکل ناشی از بسته شدن فضای خالی بین سطوح تورق اولیه و کانی‌های ردیف شده که اغلب از نوع صفحه‌ای شکل می‌باشند مخصوصاً در شیل‌ها کاهش پیدا می‌کند.



شکل 5-7- رده‌بندی سنگ بکر نقاط پیاده‌شده برای 167 نمونه از سنگ‌های دگرگونی

در شکل (5-7) که خلاصه نقاط پیاده شده برای سنگ‌های دگرگونی نشان داده شده، نتایج آزمایش‌ها در مقایسه با انواع دیگر سنگ‌ها از پراکندگی بیشتری برخوردار است. زیرا دامنه تغییرات کانی‌شناسی و شدت ناهمسانی در این گونه سنگ‌ها بسیار وسیع‌تر می‌باشد. اغلب سنگ‌های کوارتزیتی، همانند سایر انواع سنگ‌های متراکم با بافت بهم پیوسته و دانه‌های یکدست از نظر اندازه، مثل دیاباز و بازالت متراکم در رده مقاومتی بالا و خیلی بالا و نسبت مدول متوسط (AM) و (BM) قرار می‌گیرند. گنایس شرایطی

1- Lamination

مشابه گرانیته از خود نشان می‌دهد. با یک تفاوت که میانگین مقاومت آن کمتر بوده و نسبت مدولی از پراکندگی بیشتری برخوردار است. پراکندگی مورد بحث در نتایج آزمایش‌ها ناشی از تغییرات وسیع‌تر در کانی‌شناسی در مقایسه با گرانیته و ناهمسانی در شکل تورق¹ این نمونه‌ها می‌باشد.

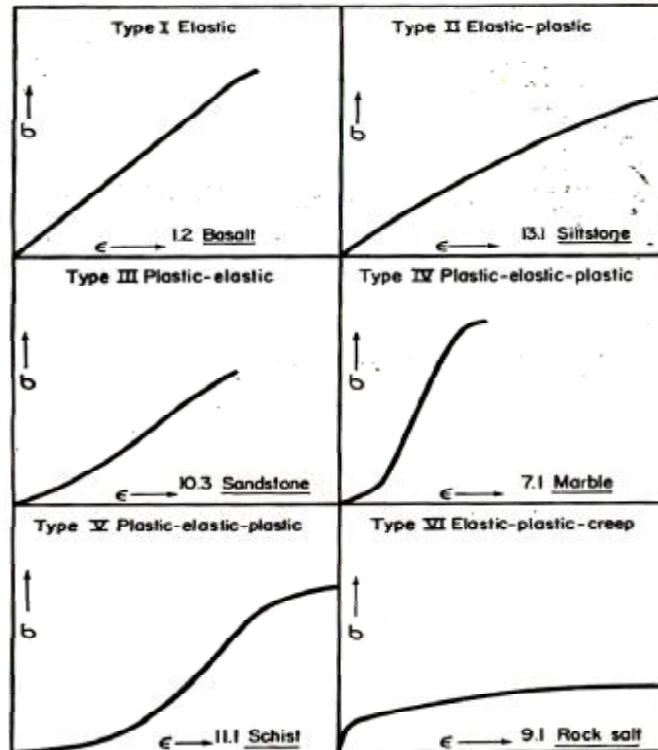
شاید بتوان گفت که منحنی (4a) در شکل (5-7) مربوط به نمونه‌های پر شیب از شرایط بسیار جالبی برخوردار باشد. زاویه بین سطوح تورق و سطح افق در حین آزمایش این نمونه‌ها 45 درجه و یا بیشتر می‌باشد. که در این حالت نسبت مدولی بالای نمونه‌ها ناشی از مقاومت پائین نمونه‌ها بعلت گسیختگی و شکست در امتداد سطوح تورق می‌باشد نه ناشی از مدول بالا. در عوض منحنی پوش نمونه‌های شیبی که سطوح تورق آنها با افق زاویه کمتر از 45 درجه می‌سازد، در ناحیه نسبت مدولی پائین قرار می‌گیرد. در این حالت، برعکس حالت قبلی مقاومت سنگ چندان تحت تأثیر تورق نبوده در صورتیکه مدول الاستیسیته بعلت بسته شدن ترک‌های بسیار ریز میکروسکوپی² به موازات سطح تورق کاهش می‌یابد. منحنی پوش نمونه‌های مرمر با استفاده از تعداد کمی نمونه (در مجموع 22 نمونه که نتایج 15 عدد از آنها در داخل منحنی پوش مزبور قرار گرفته) بدست آمده است. بهتر است قبل از عمومیت بخشیدن به نتایج آزمایش‌های بیشتری بر روی نمودار پیاده شود. نکته جالب توجه دیگر در نمودار مربوط به خلاصه سنگ‌های دگرگونی این است که پوش گنایس پوش‌های کواتزیت و شیست‌ها را پوشش می‌دهد. بنظر می‌رسد که وضعیت انتقالی فوق بر یک پیچیدگی بسیار زیاد در کانی‌شناسی و بافته در انتقال از کواتزیت به گنایس و شیست دلالت دارد. هم چنین نمودارهای مربوط به خلاصه نقاط پیاده شده سنگ‌های آذرین و رسوبی نیز نشانگر وضعیتی مشابه بعلت اختلاف در کانی‌شناسی و بافته می‌باشد.

بطوریکه اشاره شد رده‌بندی مهندسی سنگ بکر مطروحه بعنوان سیستمی مفید، کارآمد و عملی مورد توجه دست اندرکاران و متخصصین مکانیک سنگ قرار گرفته است. این رده‌بندی بر اساس مقاومت فشاری یک محوری و مدول الاستیسیته سنگ بکر که هر دو از خصوصیات مکانیکی مهم سنگ می‌باشد بنا نهاده شده است. این دو پارامتر در اغلب پروژه‌های مهندسی سنگ وارد می‌شوند. رده‌بندی مزبور به کانی‌شناسی، بافت، بافته و جهت ناهمسانی در سنگ حساس می‌باشند. لذا در رده‌بندی‌های کامل مکانیک سنگی علاوه بر ذکر ویژگی‌های مکانیکی سنگ، شرح لیتولوژیکی نیز بایستی آورده شود. به عنوان مثال: سنگ آهک با مقاومت و نسبت مدولی بالا (BH)، ریزدانه، متراکم³ و یکنواخت⁴.

- 1- Foliation
- 2- Microcracks
- 3- Dense
- 4- Uniform

4-5- رده‌بندی سنگ بکر بر اساس شکل منحنی تنش - کرنش آنها

یکی دیگر از رده‌بندی سنگ‌ها بر اساس نمودار تنش - کرنش آنها می‌باشد که توسط میلر ارائه شده است. انواع مختلف منحنی‌های تنش - کرنش به صورت زیر رده‌بندی شده‌اند:



شکل 5-8- انواع مختلف منحنی‌های تنش - کرنش

در شکل (5-8)، نوع I، نشان دهنده رفتار تقریباً خطی مستقیم تا وقوع شکست ناگهانی انفجاری در نمونه می‌باشد. این رفتار شاخص بازالت‌ها، کوارتزیت، دیاباز، دولومیت و سنگ آهک‌های مقاوم نادر می‌باشد.

نوع II، شاخص سنگ آهک‌های سست‌تر، لاسینگ و توف می‌باشد.

نوع III شاخص ماسه سنگ‌ها، گرانیت‌ها و شیست‌های مغزه‌گیری شده بموازات سطوح تورق می‌باشد.

نوع IV، که شبیه به شکل S کشیده می‌باشد، با قسمت میانی فوق العاده مستقیم، شاخص سنگ‌های دگرگونی نظیر مرمر و گنایس می‌باشد.

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

نوع V، که به شکل S کوتاه خوابیده می‌باشد تنها شاخص نمونه‌های شیست مغزه‌گیری شده در امتداد عمود بر سطح تورق می‌باشد. که نمایانگر تراکم‌پذیری زیاد سنگ مزبور می‌باشد. منحنی‌های III و IV و V در اولین قسمت خود دارای تقعر به طرف بالا می‌باشد که با بسته شدن ترک‌های مویی یا سطح تورق با نزدیک شدن به نقطه بروز شکست، مقادیر متفاوتی از تسلیم شدگی غیر ارتجاعی و یا رفتار شکل‌پذیر در آنها مشاهده می‌گردد. در ضمن سنگ‌های نوع III، تسلیم قابل توجهی از خود نشان نداده و همانند سنگ‌های نوع I، از شکستی شکننده برخوردارند.

نوع VI، از منحنی تنش - کرنش مشخصه سنگ نمک و یا سنگ‌های تبخیری می‌باشد که در ابتدا دارای یک قسمت خطی کوچک بوده و با دگر شکلی غیر ارتجاعی رو به افزایش و خزش دنبال می‌گردد

5-5- رده‌بندی توده سنگ برای مقاصد مهندسی

شاخص کیفیت سنگ¹: این تعریف جهت تعیین کیفیت توده سنگ می‌باشد، روشی اصلاح شده در مغزه‌نگاری است که در ادامه توضیح داده می‌شود.

مقدار مغزه بازیافتی² (یا بازیابی مغزه‌گیری) که بطور غیر مستقیم متأثر از مقدار شکستگی‌ها و معیار تجزیه شدگی توده سنگ است، در عملیات مغزه‌گیری از رابطه زیر حساب می‌شود، که معیاری برای ماهیت سنگ محسوب می‌شود.

$$CR = 100 * (\text{طول حفاری} / \text{مجموع طول مغزه‌ها})$$

و اما دیر³ در سال 1960 معیار بهتری از درصد مغزه بازیافتی، بنام RQD ارائه می‌دهد. وی در این معیار با انتخاب مغزه‌هایی با طول مساوی یا بیشتر از 10cm مقدار RQD را به صورت زیر تعریف می‌کند.

$$RQD = 100 * (\text{طول کل حفاری} / \text{طول مغزه‌های مساوی یا بیش از 10cm})$$

تقسیم‌بندی کیفی سنگ‌ها بر اساس RQD:

RQD بر حسب درصد	شرح کیفیت
0----25	Very poor خوبی ضعیف
25----50	Poor ضعیف
50----75	Fair معمول
75----90	Good خوب
90 --100	Excellent عالی

1- RQD (Rock Quality Designation)

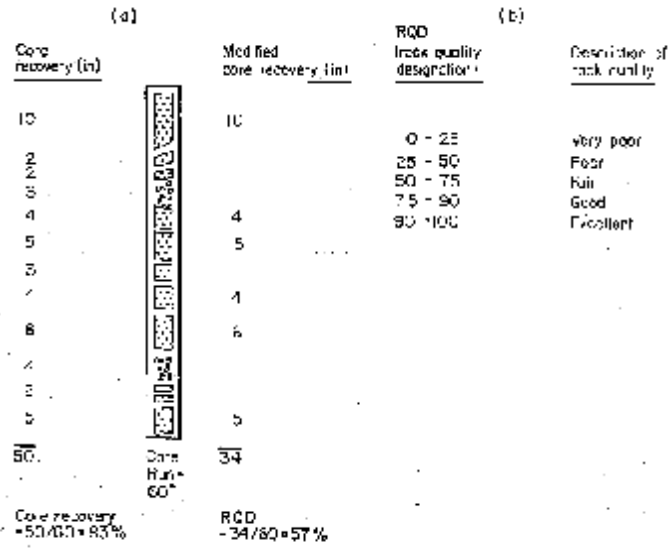
2- Core Recovery

3- Deer

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

در این روش به جای شمردن تعداد شکستگی ها، مجموع طول قطعات بازیافتی سخت و سالم با طول بیش از 10(cm) یا 4(in) در طول حفاری، مبنای تعیین کیفیت توده سنگ قرار می گیرد. برای این منظور مثالی ذکر شده که در آن طول کل حفاری 60(in) و مقدار مغزه بازیافتی با هر طولی 50(in) و مجموع طول مغزه های بازیافتی با طول بیش از 10(cm)، 34(in) حاصل شده است. مقادیر RQD و CR را حساب کنید.

$$R = \frac{50}{60} \times 100 = 83 \% \quad , \quad RQD = \frac{34}{60} \times 100 = 57 \%$$



شکل 5-9- تعیین بازیابی مغزه توسط شاخص کیفی سنگ

با توجه به مطالب ارائه شده واضح است RQD همواره کوچکتر از CR می باشد. اگر مغزه سنگ در جریان عمل حفاری و یا دست به دست گشتن، شکسته شود که در این حالت سطح شکستگی در مقایسه با سطح درزه های طبیعی ناهموارتر و تازه تر خواهد بود، تکه های شکسته شده به هم جفت شده و بصورت یکپارچه به حساب می آیند. در تعیین RQD، برای سنگ های رسوبی و دگرگونی متورق می باید، دقت بیشتری به عمل آید. زیرا تعیین RQD در این حالت، در مقایسه با سنگ های آذرین و سنگ آهک و ماسه سنگ های ضخیم، نمی تواند چندان دقیق باشد. به هر حال این روش، حتی در مورد شیل ها نیز با موفقیت بکار گرفته شده است.

هر چند که نمودار نگاری مغزه و یا مغزه نگاری این نوع سنگ ها (شیلها) بایستی بلافاصله پس از خارج نمودن مغزه از لوله نمونه گیر¹ و قبل از شکفته شدن و ترک خوردن آنها، انجام گیرد، معلوم است که

1- Core Barrel

پایین بودن مقدار RQD، معمولاً دلالت بر پایین بودن کیفیت توده سنگ می‌کند. در حالیکه همیشه اینچنین نبوده و تکنولوژی و تجهیزات گمانه‌زنی با کیفیت پایین‌تر می‌تواند باعث کاهش میزان بازیافتی مغزه گردد. به همین دلیل استفاده از لوله‌های مغزه‌گیری دو جداره¹ با قطر حداقل $2\frac{1}{8}$ اینچ برای این منظور توصیه می‌شود. نظارت کامل بر عملیات گمانه‌زنی ضروری و لازم الاجرا است. در جدول صفحات قبل، رده‌بندی RQD دیر بر حسب درصد نشان داده شد. امروزه برای ارزیابی کیفیت توده سنگ در یک محل و بررسی تغییرات آن در عمق و در جهات مختلف استفاده از RQD به طور وسیعی رایج و متداول شده است. برخی از کارشناسان زمین‌شناسی مهندسی و مکانیک سنگ ترجیح می‌دهند که، برای سنجش کیفیت توده سنگ، بجای RQD از شاخص فرکانس شکستگی² و یا تعداد میانگین شکستگی‌های طبیعی موجود در واحد طول، استفاده نمایند. رابطه مشخصی بین تناوب شکستگی‌ها و RQD در توده‌های سنگی حاصل شده است که در شکل (5-10) ملاحظه می‌گردد. در روش برداشت خطی درزه‌ها³ که I تعداد درزه‌ها در واحد طول خط برداشت است، مقدار RQD از روابط زیر حساب می‌شود.

$$RQD = 100e^{-0.1I} \cdot (1 + 0.1I)$$

رابطه فوق برای $\lambda = 6 \sim 16$ به صورت خطی در می‌آید:

$$RQD = 110.4 - 3.68I$$

RQD را همچنین می‌توان با توجه به تعداد درزه‌های موجود در واحد حجم سنگ نیز با رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

J_v : تعداد درزه‌های موجود در یک متر مکعب از سنگ است.

اگر $J_v < 4.5$ باشد، مقدار RQD (100 درصد) در نظر گرفته می‌شود.

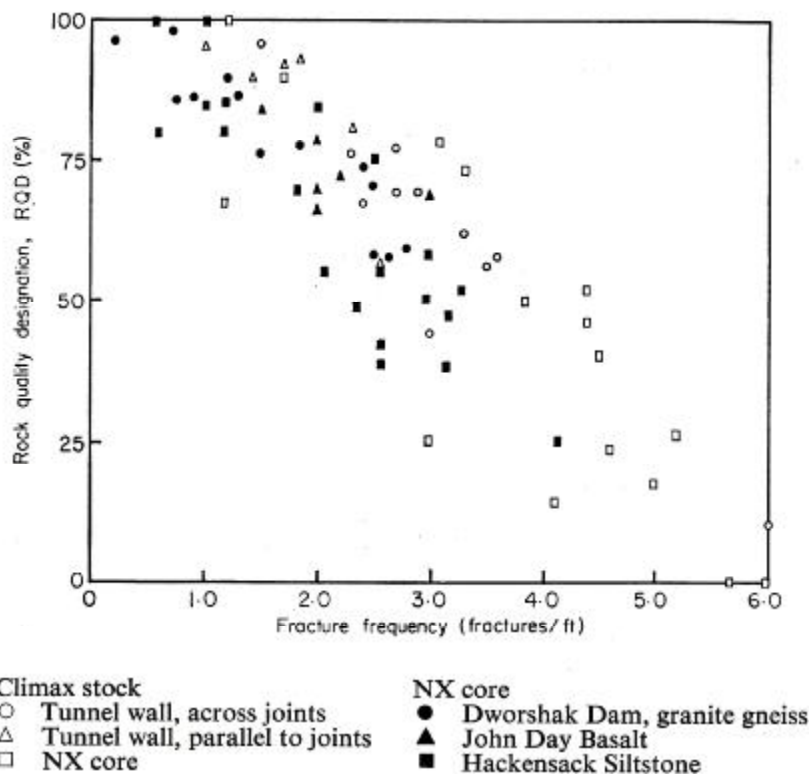
نسبت سرعت⁴: روش دیگر برای رده‌بندی مهندسی توده سنگ استفاده از نسبت سرعت موج است. تأثیر ناپیوستگی‌های موجود در توده‌سنگ می‌تواند با مقایسه، سرعت موج تراکمی در محل با سرعت موج صوتی در نمونه مغزه سنگ بکر گرفته شده از همان توده سنگ در آزمایشگاه تخمین زده شود.

1- Double Tube Core Barrel

2- Fracture Frequency

1- Scan line

1- Velocity Ratio



شکل 5-10- رابطه‌های بین شاخص‌های کیفی سنگ: توالی شکستگی و RQD

$$\frac{V_f}{V_l} = \text{شاخص کیفیت}$$

هر چه شاخص کیفیت فوق به یک نزدیکتر باشد آنگاه سنگ سالم‌تر است.

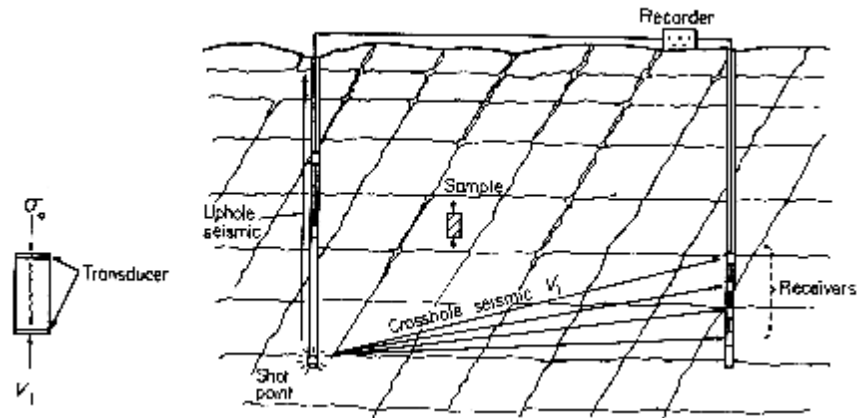
سرعت موج در صحرای: V_f سرعت موج در آزمایشگاه: V_l

تفاوت سرعت موج در صحرای نسبت به آزمایشگاه به سبب ناپیوستگی‌های ساختمانی موجود در توده سنگ درجا می‌باشد. نسبت سرعت یا $\frac{V_f}{V_l}$ که V_f و V_l به ترتیب سرعت موج‌های تراکمی در توده سنگ و سنگ بکر می‌باشد، اولین بار به عنوان شاخص کیفی توده سنگ توسط شخصی به نام آندرا¹ پیشنهاد گردیده است.

برای توده سنگی با کیفیت بالا که دارای تعداد محدودی درزه کپ هم باشد، نسبت سرعت به یک نزدیک می‌شود. در حالیکه با افزایش شکستگی‌ها و بازتر شدن دهانه آنها، نسبت سرعت به مقادیر کمتر از یک تقلیل خواهد یافت. سرعت امواج صوتی در نمونه سنگ بکر در آزمایشگاه تحت تنش محوری

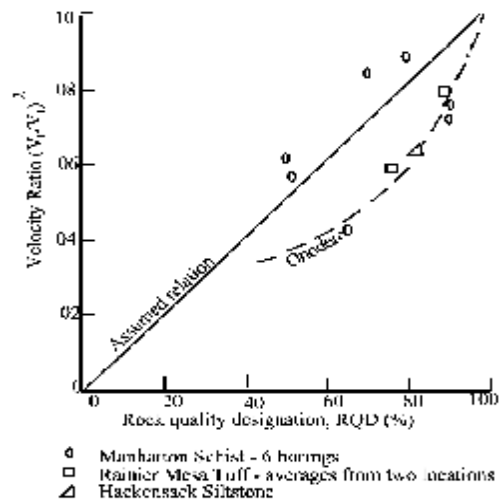
1- Ondera

برابر تنش وارده از طبقات رویی زمین، در عمقی که نمونه از آن گرفته شده است و با رطوبتی معادل رطوبت نهایی در محل تعیین می‌گردد.



شکل 5-11- نسبت سرعت، به عنوان شاخص کیفیت سنگ

تعیین سرعت امواج لرزه‌ای در محل اغلب به کمک اندازه‌گیری در بالای چاه و یا در عرض آن در داخل چاه‌های حفاری یا گالری‌های آزمایش صورت می‌گیرد. در شکل (5-12)، رابطه بین مربع نسبت سرعت با RQD نشان داده شده است.



شکل 5-12- رابطه بین مربع نسبت سرعت با RQD

می‌توان از اطلاعات موجود دریافت که مربع نسبت سرعت را می‌توان بجای RQD برای مقاصد مهندسی بکار برد. در هر حال اطلاعات بیشتری لازم است تا آنکه بتوان به رابطه مشخص‌تری بین این دو شاخص کیفیت توده سنگ، دست یافت.

از میان سیستم‌های موجود در طبقه‌بندی توده سنگ شش عدد از آنها از توجه بیشتری برخوردار بوده و بهتر شناخته شده‌اند که عبارتند از:

- 1- طبقه‌بندی بار سنگ ترزاقی
- 2- طبقه‌بندی لوفر - پاخر
- 3- کیفیت سنگ RQD (دیر)
- 4- مفهوم RSR (امتیاز ساختاری سنگ)¹
- 5- طبقه‌بندی ژئومکانیکی² (سیستم RMR)
- 6- سیستم Q³

که از بین آنها دو طبقه RMR و Q از اهمیت بیشتری برخوردار بوده و در ادامه توضیح داده می‌شود.

5-6- رده‌بندی ژئومکانیک یا RMR

این رده‌بندی که به اسامی مختلفی از جمله رده‌بندی ژئومکانیک و یا رده‌بندی CSIR خوانده می‌شود، در سال 1973 توسط بنیادیسکی ارائه شده است. وی بر اساس مطالعات خود بر روی بیشتر از 49 مورد خاص رده‌بندی خود را بر مبنای 6 پارامتر مختلف ارائه دادند. بایستی توجه کرد که امتیازهای 5 پارامتر اولیه با همدیگر جمع شده و پارامتر ششم بطور جداگانه تأثیر داده می‌شود. بهر حال برای پارامتر ششم در بهترین شرایط هیچ امتیازی بر امتیازات اولیه اضافه نمی‌شود. شش پارامتر مذکور عبارتند از [14]:

- 1- مقاومت فشاری تک محوری سنگ بکر
- 2- شاخص کیفی توده سنگ (RQD)
- 3- فاصله داری ناپیوستگی‌ها
- 4- شرایط ناپیوستگی
- 5- شرایط آبهای زیر زمینی
- 6- جهت و امتداد ناپیوستگی‌ها

دامنه تغییرات امتیازات RMR از صفر تا 100 بوده و هرکدام از رده‌ها دارای یک دامنه 20 امتیازی می‌باشد. نحوه امتیازدهی به پارامترهای مختلف و هم چنین نحوه تعدیل آنها و تأثیر جهت و امتداد ناپیوستگی‌ها در جداول بعدی ارائه شده است.

1- Rock Structure Rating
2- Rock Mass Rating
3- Tunnel Quality

الف - جدول پارامترهای رده بندی و ارزش گذاری RMR

A. Classification parameters and their rating

1	Parameter		Range of values						
	Point-load strength index (PLI)	Unconfined compressive strength (MPa)	> 10	4-10	2-4	1-2	For this low range, unconfined compressive test is preferred		
			> 250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	< 1
Rating			15	13	7	4	2	1	0
2	Drill core quality RQD (%)		90-100	75-90	50-75	25-50			
			30	15	10	5			
Rating			30	15	10	5			
3	Spacing of discontinuities (m)		> 2	0.6-2	0.2-0.6	0.06-0.2			
			30	15	10	5			
Rating			30	15	10	5			
4	Conditions of discontinuities		Very rough surfaces, Not continuous, No separation, Unweathered wall rock	Slightly rough surfaces, separation < 1 mm, Slightly weathered walls	Slightly rough surfaces, separation < 1 mm, Highly weathered walls	Smoothed surfaces or gouge < 5 mm thick or separation 1-5 mm continuous	Soft gouge > 5 mm thick or Separation > 5 mm. Continuous		
			30	25	20	10	0		
Rating			30	25	20	10	0		
5	Ground water	Inflow over 10 m tunnel length (liters)	None	< 10	10-25	25-125	> 125		
		Ratio of joint water pressure to major principal stress	0	< 0.1	0.1-0.2	0.2-0.3	> 0.3		
		General conditions	Completely dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing		
		Rating		15	10	7	4	0	

ب - جدول تعدیل ارزش عددی برای جهت یابی درز

A. Dam Foundations

Dip 0° - 10°	Dip 10° - 30°		Dip 30° - 60°	Dip 60° - 90°
	Upstream	Downstream		
Very favorable	Unfavorable	Fair	Favorable	Very unfavorable

B. Tunneling

Strike perpendicular to tunnel axis				Strike parallel to tunnel axis		Irrespective of strike
Drive with dip		Drive against dip		Dip	Dip	
Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	Dip 45° - 90°	Dip 20° - 45°	45° - 90°	20° - 45°	0° - 20°
Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very unfavorable	Fair	Fair

B. Rating adjustment for joint orientations

Strike and dip orientations of discontinuities	Very favorable	Favorable	Fair	Unfavorable	Very Unfavorable
Tunnels and mines	0	-2	-5	-10	-12
Foundations	0	+2	+7	+5	+25
Slopes	0	-5	-25	-50	-60

ج - جدول رده و کلاس توده سنگ براساس ارزش عددی کل و اطلاعات مربوط به هر رده و کلاس توده سنگ

C. Rock mass classes and corresponding design parameters and engineering properties

Case No.	I	II	III	IV	V
RMR	70-81	61-70	41-60	21-40	< 20
Description	Very Good	Good	Fair	Poor	Very poor
Average stand-up time	20 years for 15 m span	1 year for 10 m span	1 week for 5 m span	11 hours for 2.5 m span	30 minutes for 1 m span
Cohesion of rock mass (MPa)	> 0.4	0.2 - 0.4	0.2 - 0.3	0.1 - 0.2	< 0.1
Internal friction angle of rock mass (°)	> 45	35 - 45	25 - 35	15 - 25	< 15
Determination modulus (GPa) ¹⁾	> 50	50 - 15	15 - 5.6	5.6 - 1.5	< 1.6

¹⁾ Determination modulus values are from Benicé and Pereira (1982).

با استفاده از رده‌بندی RMR می‌توان ارتفاع بار و فشار وارد بر وسیله نگهداری را از روابط زیر بدست آورد.

$$H_t = B \cdot (100 - RMR) / 100 \quad \Rightarrow \quad P = g \cdot H_t$$

که در این روابط:

H_t : ارتفاع بار

B: عرض تونل

γ : وزن مخصوص سنگ کمر بالا

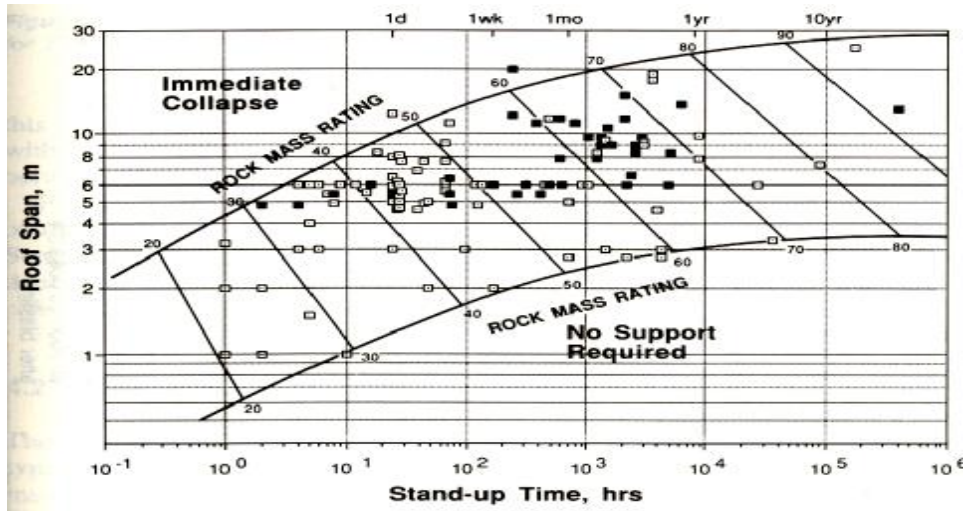
P: فشار وارد بر وسیله نگهداری

همچنین با استفاده از رده‌بندی فوق می‌توان مدول تغییر شکل توده سنگ¹ را با استفاده از روابط زیر بدست آورد:

$$\begin{cases} E_M = 2RMR - 100 & \Rightarrow RMR > 50 \\ E_M = 10^{(RMR-10)/40} & \Rightarrow RMR < 50 \end{cases}$$

بایستی یادآور شد که رده‌بندی اولیه آقای بنیاویسکی در سال 1973، بعدها توسط خود نامبرده، بارها دستخوش تغییراتی قرار گرفت و آنچه در این جزوه ارائه گردیده است شکل نهایی این رده‌بندی است. از طرف دیگر این رده‌بندی در سال‌های اخیر برای مقاصد بکار گرفته شده که اهم آنها عبارتند از: پایداری سطوح شیبدار، تعیین قابلیت حفاری سنگ‌ها، تعیین قابلیت تخریب کمر بالا، پی‌سازی و مشابه آن. رده‌بندی RMR بعدها، با توجه به شرایط خاص محیط معدن براساس شکل (5-13) بازسازی و تغییراتی در آن داده شد. طبقه‌بندی ژئومکانیکی با یک امتیاز مشخص توده سنگ، با زمان پایداری و ماکزیمم دهانه تونل مرتبط است که این ارتباط در شکل زیر ترسیم گردیده است.

1- In Situ Modulus of Deformation



شکل 5-13- طبقه بندی ژئومکانیکی با یک امتیاز مشخص توده سنگ، با زمان پایداری و ماکزیمم دهانه تونل

7-5- رده بندی Q

سیستم رده بندی Q، توسط بارتون و لین ولوند در سال 1974 در انستیتوی ژئوتکنیک نروژ ارائه گردید. بهمین دلیل در بعضی منابع بعنوان رده بندی NGI¹ نامیده می شود. این رده بندی براساس مطالعه بیش از 20 تونل در کارهای زیرزمینی در منطقه اسکاندیناوی ارائه شده و یکی از رده بندیهای کمی بوده که می تواند برای مقاصد طراحی نگهداری مورد استفاده قرار گیرد. این روش رده بندی بر اساس استفاده از 6 پارامتر مختلف است و این 6 پارامتر به صورت سه زوج کسری ارائه شده اند که هر یک از کسرها مفهوم و معنای خاصی دارند پس از بدست آوردن مقادیر کمی هر یک از پارامترها مقدار Q، از رابطه زیر حساب می شود.

$$Q = \left(\frac{RQD}{J_n} \right) \left(\frac{J_r}{J_a} \right) \left(\frac{J_w}{SRF} \right)$$

دامنه تغییرات Q از 0/001 تا 1000 است.

RQD: شاخص کیفی توده سنگ

J_n: عدد مربوط به تعداد گروه درزه²

J_r: عدد مربوط به زبری درزه³

J_a: عدد مربوط به دگرسانی درزه¹

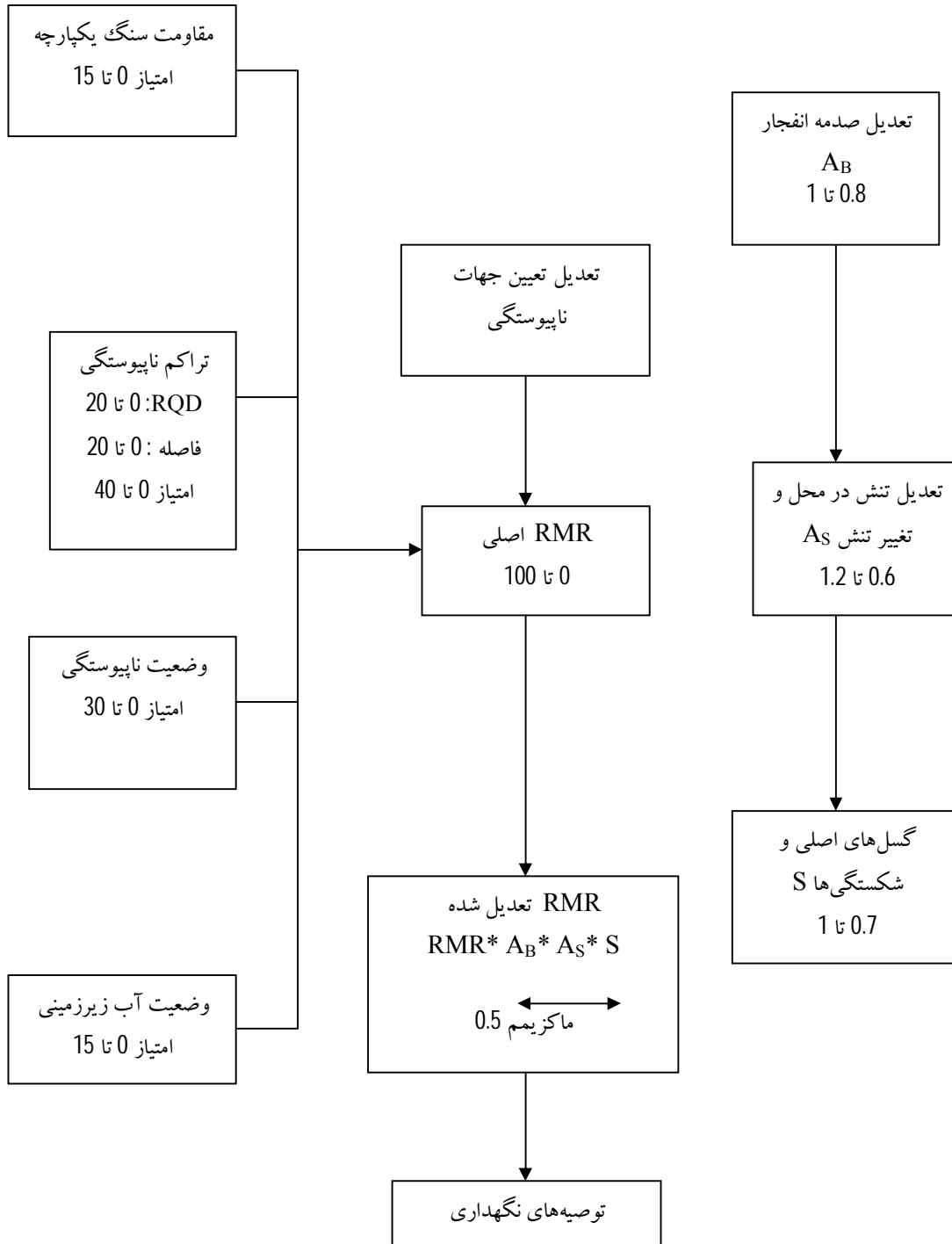
1- Norwegian Geotechnical Institute,

2- J_n: Number of goint sets

3- J_r: Joint Roughness Number

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

نمودار تعدیل و اصلاح رده‌بندی RMR برای بکارگیری در شرایط معادن زیرزمینی:



1- J_a : Joint Alteration Number

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

J_w : عدد مربوط به کاهش فشار آب درزه¹

SRF: عدد مربوط به کاهش تنش²

$\frac{RQD}{J_n}$: نشان دهنده ابعاد بلوکهای سنگی است.

$\frac{J_r}{J_a}$: به مفهوم مقاومت برشی بین بلوکها (درزها)

$\frac{J_w}{SRF}$: عبارت تنش مؤثر و یا فعال

بایستی توجه داشت که پارامتر J_w نشان دهنده فشار آب بوده و پارامتر SRF در شرایط مختلف می تواند دارای مفاهیم متفاوت به شرح زیر باشد:

- 1- بار ناشی از سست شدگی³ در صورت وجود زونهای برشی و سنگهای رسی.
- 2- تنش مؤثر⁴
- 3- در سنگهای سست و پلاستیکی بعنوان بار ناشی از تورم⁵ و لهیدگی⁶.

جداول امتیازات شاخص Q

ملاحظات	مقدار	توصیف
1- وقتی که مقدار RQD بین 0 تا 10 باشد برای ارزیابی Q مقدار	RQD 0 تا 25	1- شاخص کیفیت سنگ الف) خیلی ضعیف
RQD برابر با 10 فرض می شود	25 تا 50	ب) ضعیف
2- مقادیر RQD با تغییرات 5	50 تا 57	ج) مناسب
یعنی 90، 95، 100 و غیره به اندازه کافی دقیق هستند.	75 تا 90	د) خوب
	90 تا 100	ه) خیلی خوب

1- J_w : Joint Water Reduction Number

2- SRF: Stress Reduction Factor

3- Loosening Load

4- Rock Stress

5- Swelling

6- Squeezing

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

<p>1- برای تقاطع دو تونل J_n را در 3 ضرب کنید: ($J_n \times 3$)</p> <p>2- برای ورودی تونلها J_n را در 2 ضرب کنید: ($J_n \times 2$)</p>	<p>J_n 0/5 تا 1</p> <p>2</p> <p>3</p> <p>4</p> <p>6</p> <p>9</p> <p>12</p> <p>15</p> <p>20</p>	<p>2- عدد مربوط به تعداد درزهها الف) توده ای، بدون درزه یا با درزه کم ب) یک گروه درزه ج) یک گروه درزه + درزه های نامنظم د) دو گروه درزه ه) دو گروه درزه + درزه های نامنظم و) سه گروه درزه ز) سه گروه درزه + درزه های نامنظم ح) چهار گروه درزه یا بیشتر، نامنظم، شدیداً درزه دار، دانه ها به اندازه قند شکسته و غیره ی) سنگ خرد شده، خاک مانند</p>
<p>1- چنانچه فاصله داری متوسط مجموعه درزهها بزرگتر از 3 متر باشد، مقدار J_r را به $1/5$ اضافه کنید.</p> <p>2- $J_r = 0/5$ را می توان برای درزهها مسطح و آینه ای که لایه بندی داشته باشند استفاده کرد، به شرطی که لایه ها در جهتی قرار گرفته باشند که مقاومت حداقل باشد.</p>	<p>J_r</p> <p>4</p> <p>3</p> <p>2</p> <p>1.5</p> <p>1.5</p> <p>1</p> <p>0.5</p> <p>1</p> <p>1</p>	<p>3- عدد مربوط به زبری درزهها دیواره درزهها در تماس با یکدیگر دیواره درزهها در تماس با یکدیگر قبل از 10 سانتی متر حرکت برشی الف) درزه های غیر ممتد ب) زبر و نامنظم، موجدار ج) صاف - موجدار د) آینه ای، موجدار ه) زبر و نامنظم، مسطح و) صاف، مسطح ز) آینه ای، مسطح وقتی برش اتفاق می افتد دیواره درزهها با هم در تماس نیستند. ح) زون حاوی مواد رسی با ضخامت کافی که از تماس دیوارهها ممانعت می کند. ط) زون ماسه ای، شنی یا سنگ خرد شده با ضخامت کافی که از تماس دیوارهها جلوگیری می کند.</p>

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

j_r (تقریبی)	J_a	4- عدد مربوط به دگرسانی درزه‌ها دیواره درزه‌ها در تماس
(25° تا 35°)	0.75 1	الف) شدیداً جوش خورده، سخت، غیر نرم، مواد آکنده غیر قابل نفوذ ب) دیواره‌های درزه دگرسان نشده، سطوح درزه‌ها صرفاً زنگ‌زده است.
(25° تا 30°)	2	ج) دیواره درزه‌ها کمی دگرسان شده است، مواد پوششی درزه‌ها از کانی‌های غیر نرم، ذرات ماسه‌ای، سنگ شکسته عاری از مواد رسی و غیره.
(20° تا 25°)	3	د) مواد آکنده درزه‌ها از سیلت، رس یا ماسه، بخش‌های کوچک رسی (غیر نرم)
(8° تا 16°)	4	ه) مواد آکنده درزه‌ها از نرم یا با اصطکاک کم، مثل کائولینیت، میکا، همچنین کلریت، تالک، گچ، گرافیت و غیره، و مقادیر کم رس‌های تورمی (پوشش ناپیوسته، با ضخامت 1 تا 2 میلی‌متر و یا کمتر است). دیواره درزه‌ها تا قبل از 10 سانتی‌متر برش در تماس با هم هستند.
(25° تا 30°)	4 6	و) ذرات ماسه، سنگ شکسته عاری از مواد رسی و غیره. ز) شدیداً پیش تحکیم شده، مواد آکنده رسی غیر نرم (ممتد، ضخامت کمتر از 5 میلیمتر)
(16° تا 24°)	8	ح) پیش تحکیم شده متوسط یا کم، نرم، مواد آکنده رسی (ممتد، ضخامت کمتر از 5 میلیمتر)
(12° تا 16°)	8 تا 12	ط) مواد آکنده تورمی، یعنی مونت موریلونیت (ممتد، ضخامت کمتر از 5 میلیمتر) مقدار J_a بستگی به درصد اندازه ذرات رس تورمی و به مقدار دسترسی به آب دارد.
(6° تا 12°)	6 8	دیواره درزه‌ها پس از برش در تماس نیستند. ی) زون‌ها یا نوارهای شکسته و غیر سالم ک) یا سنگ خورد شده و رس G, H و J.
	12 تا 8	ل) برای شرایط رسی را نگاه کنید. م) زون‌ها یا نوارهای سیکلتی یا رس ماسه‌ای، رگه‌های کوچک رسی (غیر نرم)
(6° تا 24°)	5	ن) ضخیم، مناطق ممتد یا
	13 تا 10	ص) نوارهایی از رس G, H و J.
(6° تا 24°)	13 تا 20	ع) برای شرایط، رس را ببینید.
فشار تقریبی آب Kg/cm^2		

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

< 1	J_w 1	5- ضریب مربوط به کاهش آب درزه‌ها (الف) حفاری خشک یا جریان آب کم، یعنی کمتر از 5 لیتر در دقیقه به صورت محلی
1 تا 2/5	0.66	(ب) جریان آب با فشار متوسط، گاهی آب شستگی مواد اتفاق می‌افتد.
2/5 تا 10	0.5 0.33	(ج) جریان آب زیاد با فشار بالا در سنگ خوب با درزه‌های پر نشده (د) جریان آب زیاد با فشار بالا، آب شستگی مواد آکنده قابل ملاحظه است.
10 تا 2/5	0.2 تا 0.1	(ه) جریان فوق العاده زیاد آب با فشار در لحظه آتشیاری کاهش در طول زمان
> 10	0.1 تا 0.05	(و) جریان فوق العاده زیاد آب با فشار به طور مداوم بدون کاهش در طول زمان
1- ضرایب C تا F مقادیر تخمینی خام هستند. چنانچه سیستم زه- کشی ایجاد شد، مقدار J_w را افزایش دهید. 2- مسائل خاصی که به علت تشکیل یخ به وجود می‌آیند، مورد نظر قرار نگرفته‌اند.	SRF	6- ضریب مربوط به کاهش متوسط تنش زونهای ضعیفی که تونل را قطع می‌کند، ممکن است موجب سستی توده سنگ به هنگام حفاری تونل شود. (الف) وقوع متعدد زونهای ضعیف که محتوی رس یا سنگ خرد شده و تجزیه شده است، سنگ خیلی سست در اطراف تونل (در هر عمق). (ب) زونهای ضعیف منفرد محتوی رس، یا سنگ تجزیه شده و هوازده، عمق حفاری کمتر از 50 متر (ج) زونهای ضعیف منفرد محتوی رس، یا سنگ تجزیه شده و هوازده، عمق حفاری بیشتر از 50 متر (د) زونهای برشی متعدد در سنگ سالم و خوب (بدون رس)، سنگ سست در اطراف تونل (هر عمقی) (ه) زونهای برشی منفرد در سنگ سالم و خوب (عاری از رس)، عمق حفاری کمتر از 50 متر (و) مناطق برشی مجرد در سنگ سالم و خوب (عاری از رس)، عمق
1- چنانچه زونهای برشی تونل را قطع نمی‌کند بلکه تحت تأثیر قرار می‌دهد، این مقادیر SRF را به میزان 50%-25 کاهش دهید.	10 5	
2- برای میدان تنش بکر شدیداً ناهمسانگرد (اگر اندازه گیری شده است): $5 \leq \frac{S_1}{S_3} \leq 10$	2/5 7/5	
مقدار S_C را به $0/8 S_C$ و S_T را به $0/8 S_T$ کاهش دهید. وقتی	5	
$\frac{S_1}{S_3} \leq 10$ باشد، مقدار S_C و S_T	2.5	

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

<p>را به $0/6 S_c$ و $0/6 S_t$ کاهش دهید. S_c مقاومت فشاری تک محوری و S_t مقاومت کششی است (بار نقطه‌ای). S_1 و S_3 تنش‌های اصلی بزرگتر و کوچکتر هستند.</p>	<p>5</p>	<p>حفاری بیش از 50 متر (ز) درزه‌های باز سست، شدیداً درزدار یا بلوک‌های سنگ به اندازه حبه‌های قند (هر عمقی)</p>
<p>3- موارد معدودی وجود دارد که عمق از تاج تونل تا سطح زمین کمتر از عرض دهانه تونل است. در این موارد SRF را از 2/5 به 5 افزایش دهید (ح را ببینید).</p>	<p>2/5 1 0/5 تا 2</p>	<p>سنگ سالم و خوب، مسائل تنش در سنگ (ح) تنش کم، نزدیک سطح زمین $\frac{S_c}{S_1}$ $S_t + S_1 > 13$ > 200 (ط) تنش متوسط 10 تا 200 (ی) تنش زیاد، ساختار خیلی کم (معمولاً از نظر پایداری مساعد و ممکن است برای پایداری دیواره‌ها نامساعد باشد) 5 تا 10 0/33 تا 0/66</p>
<p></p>	<p>5 تا 10 10 تا 20</p>	<p>ک) انفجار ملایم سنگ (سنگ سالم و بدون درزه) 5 تا 2/5 0/16 تا 0/33 ل) ترکش شدید سنگ $2.5 < (سنگ توپر) < 0.16$</p>
<p></p>	<p>5 تا 10 10 تا 20 5 تا 10 10 تا 20</p>	<p>سنگ لهیده، جریان پلاستیک غیر بکر، تحت تأثیر فشار زیاد م) فشار سنگ ناشی از لهیدگی ملایم ن) فشار سنگ ناشی از لهیدگی شدید سنگ تورمی، تداوم تورم به علت فعل و انفعالات شیمیایی بسته به حضور آب ص) فشار سنگ ناشی از تورم ملایم ع) فشار سنگ ناشی از تورم شدید</p>
<p>نکات اضافی در مورد استفاده از جدول</p> <p>وقتی که کیفیت توده سنگ را تخمین را می‌زنید، خطوط راهنمای زیر باید علاوه بر نکاتی که در جداول گوشزد شد، دنبال شود:</p> <p>1- وقتی که مغزه در دسترس نیست، RQD را می‌توان از تعداد درزه‌ها در واحد حجم تخمین زد. رابطه ساده‌ای که می‌توان مورد استفاده قرار داد، برای مواردی که توده سنگ عاری از مواد رسی باشد (به طور تقریبی) به صورت زیر است:</p>		

$$RQD = 115 - 3.3J_v$$

که در آن:

$J_v =$ تعداد کل درزه‌ها در هر متر مکعب است.

در مواردی که $J_v < 4.5$ باشد، شاخص RQD معادل 100 منظور شود.

- 1- پارامتر J_n که نشان دهنده تعداد مجموعه درزه‌ها است اغلب تحت تأثیر اثر ساختار تورق¹، شیستوزینه²، کلیواژ اسلیتی³، لایه‌بندی و نظایر آنها قرار می‌گیرد. اگر این نوع عوارض شدیداً توسعه یافته و موازی باشند، روشن است که باید به صورت مجموعه درزه‌های موازی در نظر گرفته شوند. اما اگر تعداد کمی درزه قابل رویت باشد، یا صرفاً گاهی شکستگی‌هایی به علت این نوع عوارض ساختاری در مغزه مشاهده شود، در این صورت بهتر است که وقتی J_n را ارزیابی می‌کنیم، این نوع عوارض را به عنوان «درزه‌های نامنظم» در نظر بگیریم.
- 2- پارامترهای J_a و J_r (که مقاومت برشی را نشان می‌دهند) باید مرتبط و متناسب با ضعیف‌ترین درزه مهم یا ناپیوستگی پر شده از رس در محدوده مورد نظر باشد. اگر این مجموعه درزه یا ناپیوستگی، حداقل مقدار (J_r / J_a) را داشته و از لحاظ پایداری در جهت مناسبی قرار گرفته باشد که در این صورت این درزه یا ناپیوستگی اهمیت بیشتری دارد و باید مقدار آن در ارزیابی Q مورد استفاده قرار گیرد.
- 3- هرگاه توده سنگی دارای رس باشد، فاکتور SRF مربوط به «بار سست کننده» باید ارزیابی شود. در چنین مواردی مقاومت سنگ بکر اهمیت کمی دارد. وقتی که درزه‌دار بودن توده سنگ فرعی و ناچیز و مواد رسی وجود نداشته باشد مقاومت سنگ بکر ممکن است ضعیف‌ترین عامل باشد. در این صورت پایداری بستگی به نسبت تنش سنگ به مقاومت سنگ خواهد داشت. حوزه تنش شدیداً ناهمسانگرد، برای پایداری نامطلوب است و به طور تقریب مقدار آن مشابه یادداشت 2 جدول مربوط به ارزیابی فاکتور کاهش تنش در نظر گرفته می‌شود.
- 4- اگر شرایط کارگاه و محل پروژه در حال حاضر یا در آینده به صورت اشباع باشد، باید مقاومت فشاری و کششی $(s_c$ و $s_t)$ سنگ بکر در شرایط اشباع ارزیابی شود. برای سنگ‌هایی که پس از حفاری در اثر تماس با رطوبت و هوا یا در شرایط اشباع، دگرسان می‌شوند، تخمین مقاومت باید خیلی محافظه کارانه صورت گیرد.

مقدار عددی Q، از طریق دهانه معادل⁴ کار زیرزمینی به مقدار نگهداری لازم ربط داده شده است. دهانه معادل کار زیرزمینی تابعی از ابعاد و وظیفه کار زیرزمینی بوده و با تقسیم دهانه قطر و یا ارتفاع کار زیرزمینی به ضریبی تحت عنوان ضریب نگهداری حفاری⁵ (ESR) بدست می‌آید.

$$ESR / (\text{ارتفاع، قطر، دهانه کار زیرزمینی بر حسب متر}) = \text{دهانه معادل}$$

-
- 1- Foliation
 - 2- Schistosity
 - 3- Slaty Cleavage
 - 4- Equivalent Dimension
 - 5- Excavation Support Ratio

جدول ESR

ESR	رده فضای زیرزمینی
3-5	الف) تونل‌های معدنی موقت
1/6	ب) تونل‌های معدنی دائمی، تونل‌های آبرسانی به نیروگاه‌های برق آبی (به استثنای تونل‌های تحت فشار)، تونل‌های پیشاهنگ، تونل‌های دنباله‌رو برای حفاریات زیرزمینی بزرگ.
1/3	پ) اتاق‌های ذخیره، تصفیه خانه‌های زیرزمینی، تونل‌های فرعی راه و راه آهن، محفظه‌های تنظیم فشار و تونل‌های دسترسی
1/0	ت) نیروگاه‌های برق زیرزمینی، تونل‌های اصلی راه و راه آهن، حفاریات زیرزمینی دفاعی شهری، محل تقاطع تونل‌ها
0/8	ث) نیروگاه‌های هسته‌ای، ایستگاه‌های راه آهن، مراکز ورزشی و عمومی و کارخانجات زیرزمینی

با در دست داشتن مقدار Q می‌توان حداکثر دهانه پایدار تونل و یا برعکس، در داخل سنگی با کیفیت نامشخص مقدار Q لازم جهت پایداری تونل را حساب کرد.

حداکثر دهانه کار زیرزمینی بدون نگهداری:

$$Span = 2(ESR).(Q)^{0.4}$$

و یا

$$Q = \left(\frac{Span}{2ESR} \right)^{2.5}$$

همچنین فشار وارد بر وسیله نگهداری بر حسب kg/cm^2 را با توجه به مقدار Q از روابط زیر می‌توان بدست آورد.

اگر تعداد گروه درزه از سه بیشتر باشد.

$$P_{roof} = \left(\frac{2}{J_r} \right).(Q)^{-1/3}$$

اگر تعداد گروه درزه از سه کمتر باشد.

$$P_{roof} = \left(\frac{2}{3J_r} \right).(J_n)^{1/2}.(Q)^{-1/3}$$

بین دو رده‌بندی RMR و Q رابطه زیر برقرار است:

$$RMR = 9 \times (\ln Q) + 44$$

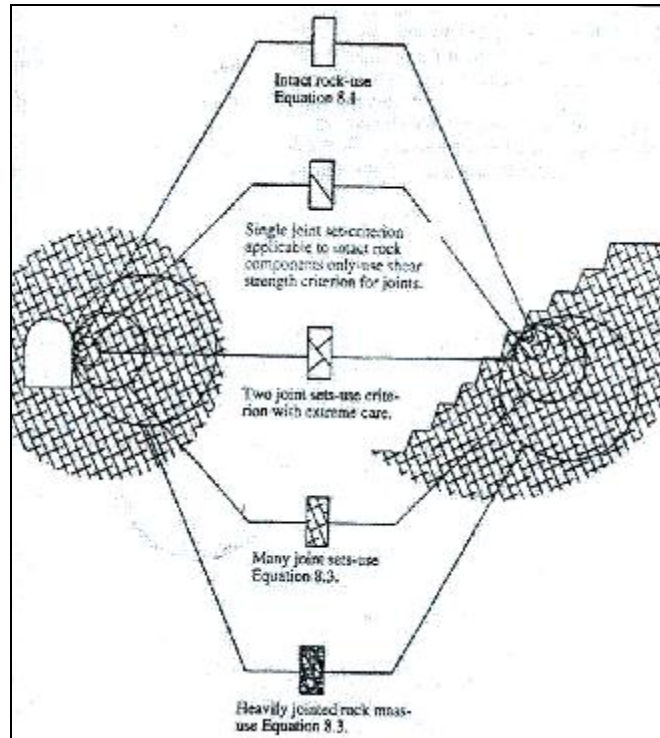
5-8- وجود ساختمانی¹ بزرگ مقیاس یا مهم در داخل سنگها

سنگها در مقایسه با سایر مصالح مهندسی از بسیاری از آنها از نظر نحوه تشکیل و خواص زمین شناسی تفاوت‌هایی در ساختار و بافتشان نشان می‌دهند. در صورت اقدام به هر گونه حفاری سطحی و یا زیرزمینی در داخل سنگ ماده‌ای که با آن سر و کار خواهیم داشت، توده سنگ خواهد بود. در هنگام مطالعه رفتار ماده سنگ² و توده سنگ³ تحت تأثیر بارهای وارده بایستی فرق سنگ بکر و توده سنگ بطور واضح معلوم باشد. اصطلاح ماده سنگ و یا سنگ بکر به سنگ سالم و یک پارچه بین ناپیوستگی‌ها گفته می‌شود. نمونه‌های استوانه‌ای تهیه شده از مغره‌های حفاری برای آزمایش‌های آزمایشگاهی مثال خوبی برای ماده سنگ و یا سنگ بکر می‌باشد. در صورتیکه توده سنگ عبارت است از محیط سنگی درجا و بلوک‌های ماده سنگ و ناپیوستگی‌هایی مثل صفحه لایه‌بندی، گروه‌های درزه، چین خوردگی‌ها و گسل‌ها که بلوک‌های مزبور بطور کامل و یا قسمی از همدیگر جدا کرده باشد را گویند. توده سنگ معمولاً ناپیوسته بوده و اغلب دارای ویژگی‌های ناهمسان و هتروژن از خود نشان می‌دهد.

شرایط و توزیع ماده سنگ و المان‌های ساختاری مثل ناپیوستگی‌ها در داخل توده سنگ به عنوان ساختار سنگ⁴ نامیده می‌شود. بطور طبیعی ساختار سنگ در حین عملیات معدنکاری تأثیر قابل توجهی بر رفتار توده سنگ خواهد داشت. به همین علت مهندس طراح بایستی خواص ساختاری سنگ را به تفصیل مد نظر قرار دهد. فقط عبور از ماده سنگ (سنگ سالم) به توده سنگی که حاوی تعداد قابل توجهی ناپیوستگی باشد همیشه به نحوی که در شکل (5-14) نشان داده شده واضح، روشن و قابل تفکیک نیست [11a].

مقاومت ماده سنگ در عملیات چالزنی و آتش‌باری، انتخاب ماشین‌های حفر چاه و تونل و طراحی و نگهداری از اهمیت زیادی برخوردار است. پایداری سنگ‌های اطراف فضا‌های حاصل از حفاری‌های زیرزمینی و رفتار سیستم نگهداری بکار رفته جهت تأمین پایداری تنها به مقاومت سنگ بستگی نداشته بلکه به ناپیوستگی‌های موجود در داخل سنگ و ترک‌ها و شکستگی‌های حاصل از آتش‌باری نیز بستگی دارد. پایداری سیستم کارهای معدنی زیرزمینی حاصل از چاه، گالری و کارگاه‌های استخراجی به رفتار توده سنگ موجود در اطراف کارهای مزبور بستگی دارد.

1- Structural
2- Rock Material
3- Rock Mass
1- Rock Structure



شکل 5-14- نمودار ایده‌آل مربوط به انتقال از ماده سنگ به توده سنگ حاوی تعداد زیادی ناپیوستگی [11a]

از نظر مکانیک سنگ هر گونه ساختار زمین شناسی که خصوصیات مختلف توده سنگ از جمله مقاومت، شکل پذیری، تراوایی را تحت تأثیر قرار دهد، مهم بوده و بایستی به دقت بررسی شود. مهم-ترین وجوه ساختمانی سنگ‌ها عبارتند از:

5-8-1- سطوح لایه‌بندی¹

سنگ‌های رسوبی را به طبقات و یا لایه‌های مختلف جدا کرده این طبقات و لایه‌ها مقاومت برشی داشته و این مقاومت برشی به جز اصطکاک، ناشی از نیروی چسبندگی نیز می‌باشد. سطوح مزبور نشان دهنده توقف رسوب گذاری و شروع مجدد آن می‌باشد. ضخامت طبقه، شیب و امتداد آن نسبت به کار معدنی، بر روی رفتار توده سنگ، تأثیر بسزایی دارند.

5-8-2- چین‌ها²

این وجوه ساختمانی در اثر چین خوردن (تا خوردن) طبقات ناشی از رسوب‌گذاری ایجاد شده‌اند که می‌توانند کوچک و یا بزرگ مقیاس باشند که در صورت کوچک مقیاس بودن به موضعی و یا محلی تعبیر می‌شوند.

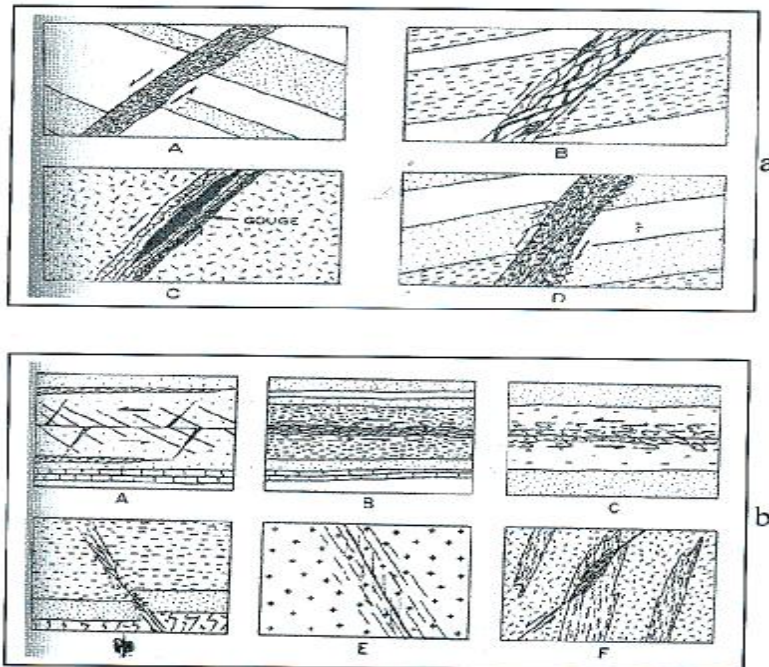
1- Bedding Plane

2- Folds

چین‌ها در حین تشکیل، علاوه بر تغییر شیب و امتداد لایه، باعث ایجاد یک سری از ناپیوستگی نیز می‌شوند. به‌خصوص در رأس چین‌ها، درزه‌های کششی و در دامنه و کناره‌های چین خوردگی نیز تعداد زیادی گروه درزه مشخص برشی ایجاد می‌شوند. در چین خوردگی مقاومت برشی بین لایه‌ها کاهش یافته و به مقدار ماندگار می‌رسد که این نقاط نیاز به نگهداری بیشتری دارند.

5-8-3- گسل‌ها¹

جابجایی با حرکت برشی معین و قابل تشخیص را می‌گویند. طولشان از چند متر تا چند کیلومتر و عرض آنها از چند میلیمتر تا چندین متر می‌رسند. در داخل آنها مواد رسی ضعیف، مواد سیمانی شده، پودر سنگ و خرده سنگ مشاهده می‌شوند. انواع مختلف گسل‌ها در شکل (a-15-5) و ناپیوستگی‌های ثانویه همراه گسل‌ها در شکل (b-15-5) نشان داده شده است.



شکل 5-15- (a) انواع مختلف گسل‌ها، (b) ناپیوستگی‌های ثانویه همراه گسل‌ها

5-8-4- زون‌های برشی²

معمولاً یک نوار سنگی خرد شده در اثر شکست برشی با عرض چندین متر می‌باشند این زون‌ها نقاط با مقاومت برشی کم بوده و احتیاج به نگهداری بیشتری دارند.

3- Faults
2- Shear Zones

5-8-5- دایک‌ها

از نفوذ مواد دانه‌ریز آذرین به داخل سایر مواد تشکیل می‌شوند، شیب آنها اغلب نزدیک قائم می‌باشد و دو سطح آنها معمولاً موازی هم می‌باشند. ضخامت دایک‌ها از چند سانتیمتر تا چندین متر و طول آنها می‌تواند تا چند صد کیلومتر برسد. به عنوان مثال دایک بزرگ در رودزیا حدود 500 کیلومتر طول دارد. به علت تجمع تنش در دو طرف آنها، ناپایداری و یا پدیده انفجار سنگ¹ دیده می‌شود.

5-8-6- درزه‌ها²

مهمترین نوع ناپیوستگی در مکانیک سنگ بوده و بیشترین مورد را تشکیل می‌دهند، هیچگونه جابه‌جایی قابل تشخیص در طولشان مشاهده نمی‌شود. درزه‌های موازی را گروه درزه³ و گروه‌های درزه متقاطع را سیستم درزه⁴ می‌نامند.

خواص مهم ناپیوستگی‌ها عبارتند از:

الف) توجیه فضایی (جهت و امتداد)⁵

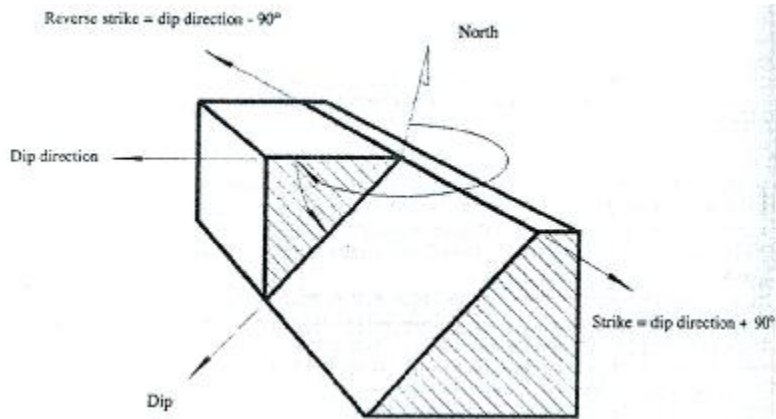
توجیه فضایی درزه معمولاً به دو صورت بیان می‌شود. در روش اولیه جهت شیب صفحه درزه از شمال در جهت عقربه‌های ساعت اندازه‌گیری شده و سپس زاویه شیب آن از افق اندازه‌گیری می‌شود. قرائت‌های جهت شیب (3 رقمی) و شیب (2 رقمی) مثل 280/20 و یا 040/60 نشان داده می‌شود. در روش دوم زاویه حاده بین امتداد صفحه ناپیوستگی با شمال و سپس زاویه شیب و جهت آن قرائت می‌شود. و بصورت N50W/60NE و یا N10E/20NW نشان داده می‌شود [6].

ب) فاصله‌داری⁶ ناپیوستگی‌ها

فاصله‌داری، فاصله عمودی دو ناپیوستگی مجاور را گویند. که از پارامترهای مهم مقاومتی توده سنگ می‌باشد.

هرچند رده‌بندی‌های مختلفی توسط افراد مختلف از جمله دیر و میلر بر اساس فاصله‌داری برای ناپیوستگی‌ها ارائه شده است، ولی در اینجا رده‌بندی پیشنهاد انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ ارائه می‌شود:

-
- 1- Rock Burst
 - 2- Joints
 - 3- Joint Set
 - 4- Joint System
 - 5- Orientation
 - 6- Spacing



شکل 5-16- توجیه فضایی (جهت و امتداد) درزه

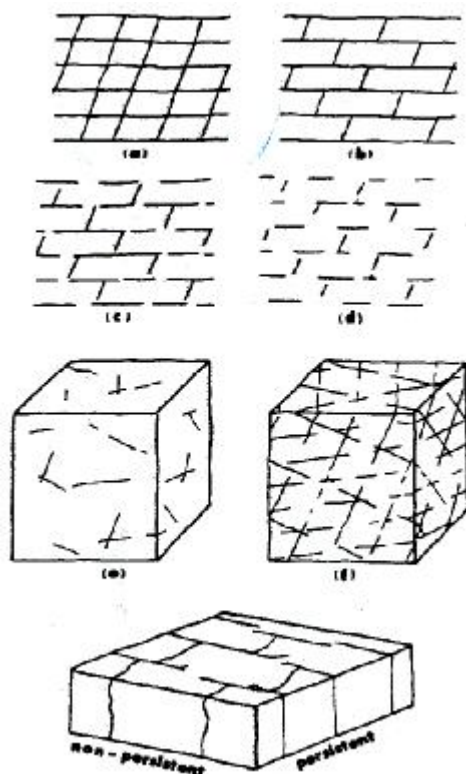
فاصله ناپیوستگی ها	توصیف	رده
$20\text{mm} <$ فاصله	بینهایت نزدیک	Extremely Close
$20\text{mm} <$ فاصله $< 60\text{mm}$	خیلی نزدیک	very Close
$60\text{mm} <$ فاصله $< 200\text{mm}$	نزدیک	Close
$200\text{mm} <$ فاصله $< 600\text{mm}$	فاصله‌داری متوسط	Modestly Close
$600\text{mm} <$ فاصله $< 2000\text{mm}$	فاصله‌دار	wide
$2000\text{mm} <$ فاصله $< 6000\text{mm}$	فاصله‌داری زیاد	very wide
فاصله $> 6000\text{mm}$	بینهایت فاصله‌دار	wide

(ج) تداوم¹

طول اثر ناپیوستگی بر روی یک صفحه را گویند. در شکل بعد تداوم بعضی از ناپیوستگی‌ها و تقسیم بندی ناپیوستگیها بر اساس تداوم نشان داده شده است. رده بندی پیشنهادی انجمن بین المللی مکانیک سنگ در این مورد ارائه می گردد.

$1\text{m} <$ طول اثر درزه بر روی سنگ	Very low Persistence
$1\text{m} <$ $3\text{m} <$ طول اثر درزه بر روی سنگ	Low per
$3\text{m} <$ $10\text{m} <$ طول اثر درزه بر روی سنگ	Medium per
$10\text{m} <$ $20\text{m} <$ طول اثر درزه بر روی سنگ	High per
$20\text{m} >$ طول اثر درزه بر روی سنگ	Very high per

1- Persistence



شکل 5-17- تداوم بعضی از ناپیوستگی‌ها و تقسیم‌بندی ناپیوستگی‌ها بر اساس تداوم

(د) زبری¹

زبری ممکن است بزرگ و یا کوچک مقیاس باشد. تقسیم‌بندی زبری سطوح ناپیوستگی‌ها طبق نظر انجمن بین‌المللی مکانیک سنگ در شکل (5-18) نشان داده شده است.

(ه) مقاومت سنگ دیواره²

که بسته به هوازده بودن یا نبودن این مقاومت کم یا زیاد خواهد بود.

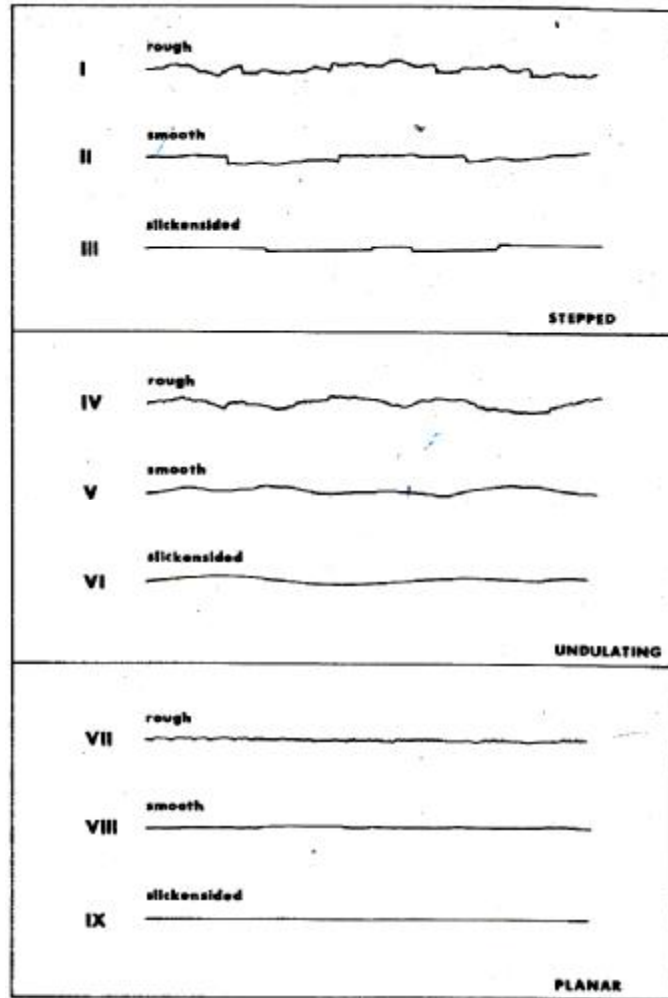
(و) جدایش³

فاصله قائم بین دو دیواره درزه را گویند.

(ز) مواد پرکننده⁴

خواص مواد پرکننده:

-
- 1- Roughness
 - 2- Wall Rock Strenght
 - 3- Apreture
 - 4- Filling



شکل 5-18- تقسیم‌بندی زبری سطوح ناپیوستگی‌ها

کانی‌شناسی مواد پرکننده، دانه‌بندی و یا اندازه دانه‌های تشکیل دهنده مواد، مقدار تحکیم یافتگی¹، جابه‌جایی برشی قبلی، تراوایی و محتوای آب، زبری دیواره درزه‌ها، ضخامت مواد پرکننده، شکستگی و درزه شکاف در سنگ دیواره درزه

(ح) تراوایی

تراوش آب از داخل درزه‌ها

1- Consolidation

تأثیر ضخامت مواد پرکننده: ممکن است در داخل درزه مواد پرکننده وجود داشته باشد یا موجود نباشد، بهر حال بر اساس ضخامت این مواد دیاگرام‌های مقاومت برشی برحسب تنش قائم مؤثر بر درزه به صورت زیر می‌باشند.

(ط) تعداد دسته درزه¹

(ی) اندازه بلوک‌های سنگی²

از آنجا که زبری مهم‌ترین عامل مؤثر بر مقاومت برشی درزه است بحثی را راجع به آن دنبال می‌کنیم. برای اندازه‌گیری مقاومت برشی درزه‌ها رابطه زیر پیشنهاد شده است.

$$t = c + s_n \cdot \tan(j + i)$$

ϕ : زاویه اصطکاک داخلی سطح ناپیوستگی سنگ

$$j_{peak} = JRC \cdot \log(JCS + s_n) + j_r$$

JRC: ضریب زبری درزه

JCS: مقاومت فشاری سنگ دیواره درزه

σ_n : تنش قائم مؤثر بر سطح درزه

j_r : زاویه اصطکاک باقیمانده

اگر درزه دارای فشار آب باشد تنش برشی از رابطه زیر حساب می‌شود.

$$t = c + (s - P_w) \cdot \tan(j)$$

برای محاسبه زاویه i از رابطه لگاریتمی زیر استفاده می‌شود.

$$i = 20 \log\left(\frac{s_c}{s}\right)$$

σ_c : مقاومت فشاری یک محوری سنگ دیواره درزه

σ : تنش قائم مؤثر بر سطح درزه

هر چه ضخامت مواد پرکننده درزه بیشتر باشد مقاومت برشی درزه کمتر است.

9-5- روش‌های بهسازی سنگ

روش‌های مختلفی برای بهسازی سنگ³ وجود دارد که عبارتند از:

1- Joint Set Number
2- Block Size
3- Rock Improvement

- 1- روش تزریق¹: که با ایجاد چال‌هایی و فرستادن دوغاب سیمانی و یا سایر مواد از این چال‌ها طبقه خرد شده را ترمیم می‌شود.
- 2- روش انجماد²: آب موجود در درون سنگ ضعیف و خرد شده را منجمد می‌کنند (با فرستادن نیتروژن و...) و یخ به عنوان یک سیمان طبیعی عمل کرده و باعث افزایش مقاومت سنگ می‌شود.
- 3- روش تقویتی³: که استفاده از ملحقات سنگ است. بدین ترتیب با استفاده از انواع بولت تقویتی و یا کابل سنگ تقویت شده و قسمت‌های مختلف آن به هم دوخته می‌شود.
- 4- روش زهکشی⁴: که با کشیدن آب از سنگ‌ها، خشک کردن محیط و کاهش سطح آب انجام می‌شود.

1- Grouting
2- Freezing
3- Rock Anchors
4- Drainage

فصل ششم

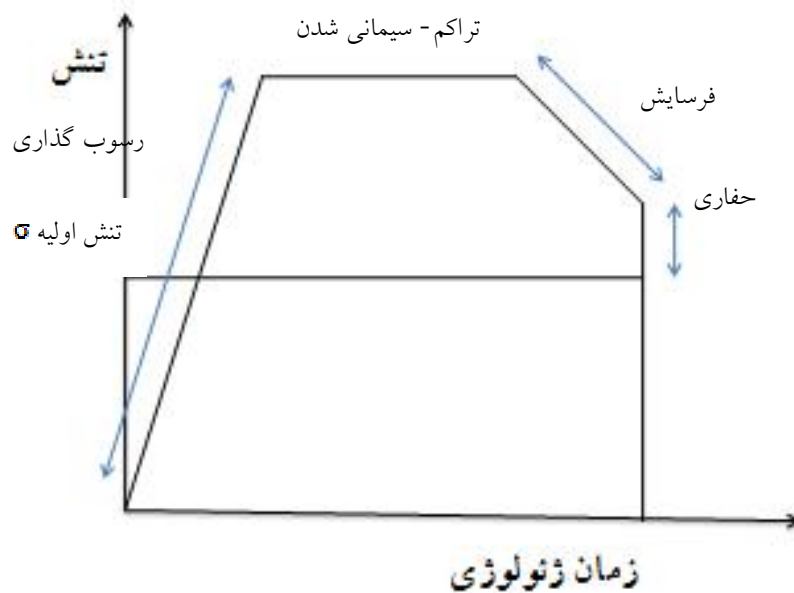
تنش‌های درجا

6-1- تنش‌های درجا یا طبیعی¹

تنش‌های طبیعی و یا بکر تنش‌هایی هستند طبیعی که قبل از هرگونه فعالیت معدنی در توده سنگ وجود دارند. تنش‌های طبیعی موجود در توده‌سنگ با حوادث زمین‌شناسی منطقه در طول زمان مرتبط می‌باشد.

بطور کلی این تنش‌ها با وزن طبقات فوقانی و تاریخ زمین‌شناسی توده سنگ مرتبط است. این میدان تنش طبیعی و بکر در اثر فعالیت‌های معدنی بهم می‌خورند. به هم خوردن حالت تعادل این تنش‌ها باعث تمرکز تنش در اطراف کارهای معدنی می‌شود. با افزودن این تنش‌ها به تنش‌های فوق‌الذکر، اگر مجموع آنها از مقاومت سنگ بیشتر شود باعث تسلیم سنگ‌های اطراف کار معدنی و همچنین ایجاد ناپایداری خواهد شد.

ناپایداری حاصل می‌تواند بصورت دگر شکلی‌های فوق‌العاده زیاد که باعث بسته شدن کار معدنی می‌شود، ریزش سنگ از سقف و یا دیواره جانبی کار معدنی، و در حالات تمرکز تنش فوق‌العاده زیاد بصورت انفجار سنگ² خودش را نشان دهد. در این قسمت محاسبه تنش‌های اولیه قبل از حفاری و همچنین توزیع تنش پس از حفاری مورد بحث قرار خواهد گرفت.



شکل 6-1- مراحل مختلف رسوب گذاری در یک منطقه رسوبی و ایجاد تنش‌های قائم

1- Virgin or Primitive Stress
2- Rock Burst

2-6- تخمین تنش‌های قائم و افقی¹ در عمق زمین

الف) تنش‌های حاصل از وزن طبقات فوقانی

هر نقطه‌ای از زمین که در عمق Z از سطح زمین قرار گرفته است تحت تأثیر تنش‌های قائمی به اندازه وزن ستونی به مقطع واحد سطح قرار می‌گیرد. ارتفاع این ستون در زمین ادامه دارد. اگر وزن مخصوص سنگ‌های طبقات بالا را γ فرض نماییم. مقدار تنش در امتداد قائم از رابطه زیر بدست خواهد آمد.

$$s_{vertical} = s_z = g.z \quad \Rightarrow \quad s_v = \int r.g.dz = \int g.dz$$

که در آن:

$$s_{vertical} = s_z: \text{تنش قائم درجا}$$

$$g: \text{وزن مخصوص سنگ}$$

$$z: \text{عمق نقطه مورد نظر}$$

اگر چنانچه وزن مخصوص طبقات با عمق تغییر یابد می‌توان در فرمول بالا به جای γ ، وزن مخصوص متوسط را قرارداد و یا مقدار تنش قائم را از رابطه زیر بدست آورد.

$$s_z = \sum_{i=0}^n (g_i.z_i)$$

که در آن: Z_i و γ_i به ترتیب وزن مخصوص و ارتفاع طبقات مختلف در عمق زمین را نشان می‌دهد. فرمول بالا را در منابع مختلف بصورت زیر مشاهده خواهیم کرد (با توجه به واحد مورد استفاده):

$$s_z [T/m^2] = g [T/m^3].Z [m]$$

$$s_z [Kg/cm^2] = 0.1 \times g [T/m^3].Z [m] = 0.1 \times g [g/cm^3].Z [m]$$

$$s_z [MPa] = g [MN/m^3].Z [m]$$

ولی اغلب، این تنش‌ها را به عنوان تابعی از عمق زمین نمایش می‌دهند. با فرض اینکه وزن مخصوص متوسط سنگ‌ها بین $0.02-0.03 [MN/m^3]$ یا $2-3 [g/cm^3]$ تغییر می‌کند، خواهیم داشت:

$$g = 2.5 [g/cm^3] \quad \Rightarrow \quad s_z [Kg/cm^2] = 0.25 \times Z [m]$$

$$g = 0.027 [MN/m^3] \quad \Rightarrow \quad s_z [MPa] = 0.027 \times Z [m]$$

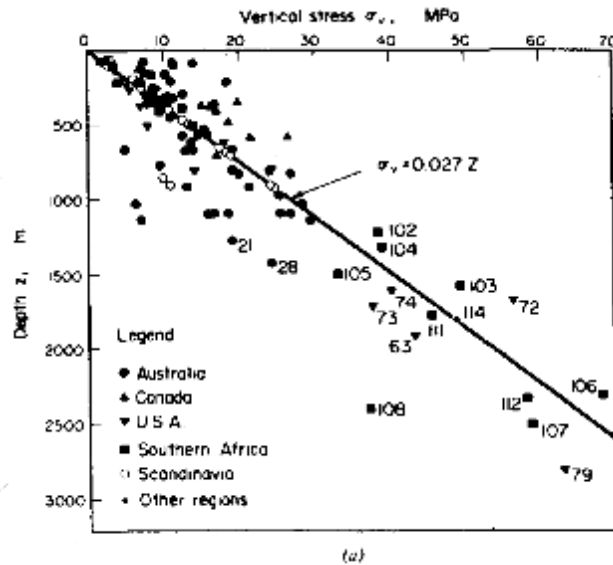
$$g = 2700 [Kg/cm^3] \quad \Rightarrow \quad s_z [KPa] = 26.5 \times Z [m]$$

در سیستم آمریکایی برای افزایش هر فوت عمق، فشاری برابر $1-1.2$ (psi) در نظر گرفته می‌شود.

$$s_z [psi] = Z [ft] \quad , \quad s_z = 1.1z$$

1- Vertical and Horizontal Stress

اندازه‌گیری‌های درجا که در کشورهای مختلف دنیا انجام گرفته صحت رابطه فوق را برای پیش‌بینی تنش قائم درجا نشان می‌دهد .



شکل 2-6- نتایج حاصل از اندازه‌گیری‌های درجا در مورد تنش‌های قائم اولیه

همانطور که از شکل (2-6) پیداست تنش قائم با افزایش عمق رابطه مستقیم دارد، یعنی رابطه زیر فرمول مناسبی برای پیش‌بینی σ_z است.

$$s_z [\text{MPa}] = g [\text{MN/m}^3] \times Z [\text{m}] \xrightarrow{g=0.027 [\text{MN/m}^3]} s_z = 0.027 \times z$$

3-6- تنش‌های درجای افقی¹

تخمین تنش‌های افقی (σ_h)، کمی پیچیده‌تر از تنش قائم (σ_v) است. وقتی جسمی تحت تأثیر تنش قائمی قرار گیرد، طول آن در امتداد تنش وارده کم و در جهت عمود بر آن زیاد خواهد شد (ضریب پواسون)، ولی در عمق زمین چون سنگ‌ها به علت وجود سنگ‌های شناور نمی‌تواند افزایش حجم داشته باشند این مسئله باعث بوجود آمدن تنش جانبی می‌شود. برای تخمین این تنش دو تئوری مورد استفاده قرار می‌گیرد:

1- قانون هیم

2- تئوری الاستیسیته

1- Horizontal Virgin Stress

6-3-1- قانون هیم¹

بر طبق این قانون در اعماق زیاد تنش‌های مختلف با یکدیگر مساوی هستند ($\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z$). زیرا ماده سنگ نمی‌تواند در مقابل اختلاف تنش‌های بزرگ ایستادگی نموده و از راه تسلیم و یا تغییر شکل سعی به کاهش اختلاف تنش‌های مؤثر می‌نماید. این وضعیت در اثر تنش‌های آنی و دگر شکلی - های وابسته به زمان حاصل می‌شود. بدین ترتیب به مرور زمان در عمق زیاد تمام تنش‌ها مساوی می‌گردند. وضعیت تنش حاصل را هیدرواستاتیک² می‌نامند. قانون هیم در مورد سنگ‌های تقریباً ضعیف مثل کربنات‌ها، زغال‌ها و تبخیری‌ها نتیجه خوبی داده است.

6-4- تئوری الاستیسته

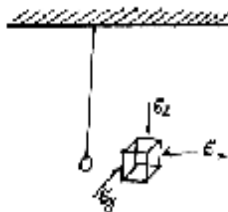
صحت این روش برای اولین بار توسط ترزاقی³ در سال 1952 ارائه شده است و خیلی مورد استفاده قرار گرفته است. ولی هنوز توسط اندازه‌گیری‌های درجا ثابت نشده است. در این روش چنین فرض می‌شود که ($\epsilon_x = \epsilon_y = 0$)، زیرا وقتی که المانی از سنگ تحت تأثیر وزن ستونی از طبقات بالایی قرار می‌گیرد، در جهت افقی به علت وجود سنگ‌های جانبی (فشارهای محصور کننده) هیچ تغییر شکلی (حرکتی) بوجود نمی‌آید.

سنگ واحد حجم المان سنگ، در نقطه A تحت تأثیر سه تنش محوری ($\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$) قرار گرفته است. طبق تئوری الاستیسته وقتی جسمی تحت تأثیر تنش‌هایی مثل ($\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$) قرار بگیرد مقدار دگرشکلی‌ها در امتداد این سه تنش یعنی ($\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$) از رابطه زیر بدست می‌آیند.

$$e_x = [s_x - u.(s_y + s_z)] / E$$

$$e_y = [s_y - u.(s_x + s_z)] / E$$

$$e_z = [s_z - u.(s_x + s_y)] / E$$



شکل 6-3- امتداد سه تنش ($\sigma_z, \sigma_y, \sigma_x$)

1- Heim Rule
2- Hydrostatic
3- Terzaghi-Richart

در روابط بالا E مدول یانگ و u ضریب پواسون است. چون اطراف المان فوق محدود می‌باشد، بنابراین در جهت افقی تغییر شکل بوجود نمی‌آید و $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$ ، با فرض اینکه $\sigma_x = \sigma_y$ باشد، خواهیم داشت:

$$e_x = \left[s_x - u.(s_y + s_z) \right] / E$$

$$\xrightarrow{e_x=0} \left[s_x - u.(s_y + s_z) \right] = 0$$

$$\xrightarrow{s_x=s_y} \left[s_x - u.(s_x + s_z) \right] = 0$$

$$\Rightarrow [s_x - u.s_x - u.s_z] = 0 \Rightarrow [(1-u).s_x - u.s_z] = 0$$

$$\Rightarrow s_x = s_y = \left(\frac{u}{1-u} \right) s_z$$

با توجه به اینکه ضریب پواسون اغلب سنگ‌ها بین 0.2 تا 0.33 قرارداد، می‌توان با فرض $u=0.25$ ، نسبت بین تنش افقی و قائم را بدست آورد.

$$s_x = s_y = \left(\frac{u}{1-u} \right) s_z \Rightarrow k = \frac{s_h}{s_v} = \frac{s_x}{s_z} = \frac{\frac{u}{1-u} s_z}{s_z} = \frac{u}{1-u} = \frac{0.25}{1-0.25} = \frac{1}{3}$$

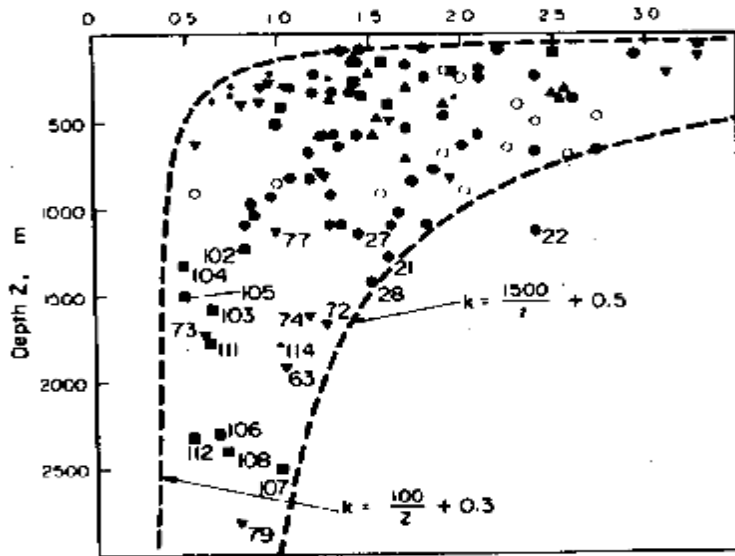
یعنی تنش افقی برابر 0.33 تنش قائم می‌باشد. همانطوری که بعداً خواهیم دید مقدار حقیقی k در عمل از 0/33 خیلی بیشتر بوده و بعضی مواقع تا 2-3 نیز می‌رسد. این موضوع برای اولین بار توسط هاست¹ در سال 1958 مطرح شد ولی در آن موقع چندان مورد قبول واقع نشد. اندازه‌گیری‌های درجا در کشورهای مختلف جهان تغییرات تنش جانبی را در مقیاس وسیعی نشان می‌دهد.

همانطوری که از شکل (4-6) پیداست در تمامی نقاط اندازه‌گیری شده مقدار k بین دو مقدار معین قرار گرفته است. یعنی حدود بالایی و پائینی آن بصورت زیر است:

$$\frac{100}{z} + 0.3 < k < \frac{1500}{z} + 0.5$$

طبق منحنی شکل (4-6)، در اعماق کمتر از 500 متر تنش افقی از تنش قائم بزرگتر بوده و حتی مقادیر k عدد 2-3 نیز شده است. در اعماق بیشتر از 1000 متر تنش افقی متوسط به تنش قائم نزدیک و تقریباً با هم برابر می‌شوند. این هم صحت قانون هیم را در اعماق زیاد نشان می‌دهد. در منحنی شکل (4-6)، منحنی حد پایینی k در عمق زیاد به مقدار 0.375 مماس می‌شود. همانطوری که مشاهده می‌شود در هیچ یک از نقاط اندازه‌گیری شده مقادیر بدست آمده برای k در سمت چپ این منحنی قرار نگرفته است و به مقدار بدست آمده از تئوری الاستیسیته نزدیک نشده است.

1- Hast



شکل 6-4- نتایج اندازه‌گیری تنش‌های درجای افقی در جاهای مختلف دنیا

5-6- عوامل مؤثر در وضعیت تنش درجا

6-5-1- توپوگرافی سطح زمین

در بحث قبلی مقدار تنش قائم را در زیر زمینی مسطح بدست آوردیم و مشاهده شد که مقدار تنش فوق با افزایش عمق، رابطه‌ای مستقیم دارد.

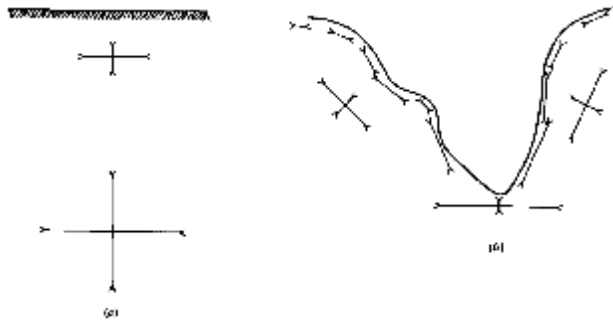
همانطوریکه از شکل (6-5)، مشاهده می‌شود در صورتیکه زمین دارای عوارض توپوگرافیک باشد بایستی تنش حاصل از وزن آنرا نیز به تنش قائم متوسط اضافه کرد. اثر تنش‌های موجود به علت وجود کوه‌ها در سطح زمین با افزایش فاصله و عمق از سطح بارگذاری از بین می‌رود. بنابراین تأثیر عوارض توپوگرافیک فقط در نقاط نزدیک به سطح زمین وضعیت تنش‌های موجود را تغییر خواهد داد.



شکل 6-5- تأثیر عوارض توپوگرافیک در تنش‌های قائم اولیه

در عمل معمولاً تنش‌های قائم و افقی را تنش‌های اصلی فرض می‌کنند. اما اگر ناحیه شیب‌دار دو طرف دره ژرف را در نظر بگیریم، عدم صحت فرضیه فوق برای تمام موارد آشکار خواهد شد.

چون دیواره‌های جانبی دره سطوح آزاد می‌باشند، بنابراین کوچکترین تنش اصلی به این سطح عمود خواهد شد ($\sigma_n=0$). تنش اصلی ماکزیمم عمود بر تنش فوق، بموازات سطح آزاد دیواره و بطرف پائین افزایش خواهد یافت. درست در وسط کف دره و در زیر زمین تنش فشاری بزرگی مشاهده می‌شود. در چنین نقاطی تمرکز تنش افزایش خواهد یافت. تنش زیاد موجود در این نقطه مساوی مقاومت فشاری سنگ و یا نزدیک به آن است.

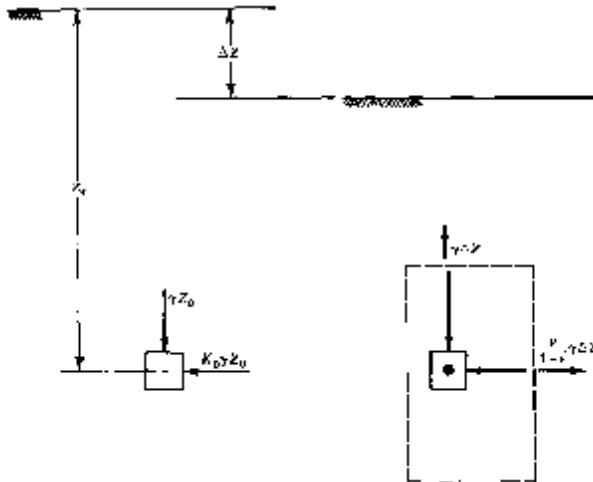


شکل 6-6- تأثیر توپوگرافی سطح در تنش اولیه

6-5-2- فرسایش

در اثر فرسایش که معمولاً توسط یخچال‌ها، آب و باد بر سطح زمین صورت می‌گیرد، ضخامت پوشش سنگ و خاک در بالای یک نقطه مفروض کم می‌شود. با کاهش ضخامت لایه‌های بالایی، مقدار تنش قائم σ_v و در نتیجه σ_h نیز کاهش می‌یابد. این کاهش در تنش‌های قائم و افقی را رهایی تنش¹ می‌نامند. برای مطالعه تأثیر فرسایش در k و σ_h و σ_z شکل (6-7) را در نظر می‌گیریم. عمق نقطه (A) در قدیم Z_0 و تنش‌های مؤثر قبل از عمل فرسایش در این نقطه به ترتیب σ_x^* ، σ_y^* ، σ_z^* و با توجه به اینکه $s'_x = s'_y = k_0 s'_z$ ، نسبت تنش‌های افقی به قائم معادل $k_0 = \frac{s'_x}{s'_z} = \frac{s'_y}{s'_z}$ است. پس از عمل فرسایش ضخامت طبقات بالای نقطه (A) به اندازه ΔZ کمتر شده و در نتیجه تنش‌ها نیز به تنش‌های امروزی در نقطه (A) نزدیک می‌شوند.

$$\begin{array}{ll} \sigma_x^* = \sigma_y^* = k_0 \cdot \sigma_z^* & \text{(قبل از فرسایش)} \quad \sigma_x = \sigma_y = k \cdot \sigma_z \quad \text{(پس از فرسایش)} \\ \sigma_z^* = Z_0 \cdot \gamma & \text{(قبل از فرسایش)} \quad \sigma_z = \gamma \cdot (Z) = \gamma \cdot (Z_0 - \Delta Z) \quad \text{(پس از فرسایش)} \end{array}$$



شکل 6-7- تأثیر فرسایش سطح زمین در تغییرات تنش اولیه قائم و افقی

6-5-3- مقدار تنش قائم پس از فرسایش

با استفاده از تئوری مقدار کاهش در تنش‌های افقی و با توجه به کاهش ضخامت پوشش پس از فرسایش داریم:

$$\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = \frac{v}{1-v} \cdot \Delta\sigma_z = \frac{v}{1-v} \cdot \Delta z \cdot \gamma$$

یعنی مقدار کاهش در تنش‌های افقی در اثر فرسایش با فرض $u = 0.25$ ، برابر $\sigma_z = 0.33$ است، یعنی کاهش در σ_x و σ_y از کاهش در σ_z کمتر خواهد بود.

مقدار k در حالت فعلی عبارت است از:

$$K = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \frac{\sigma_x' - \Delta\sigma_x}{\sigma_z' - \Delta\sigma_z} = \frac{k_0 \sigma_z' - \frac{v}{1-v} \Delta\sigma_z}{\sigma_z' - \Delta\sigma_z} = \frac{k_0 \sigma_0 \gamma - \frac{v}{1-v} \Delta z \gamma}{\sigma_0 \gamma - \Delta z \gamma}$$

$$K = \frac{k_0 \sigma_0 - \frac{v}{1-v} \Delta z}{\sigma_0 - \Delta z} \quad \Rightarrow \quad k = k_0 + \left[\left(k_0 - \frac{v}{1-v} \right) \cdot \frac{\Delta z}{\sigma_0 - \Delta z} \right]$$

اثبات:

$$K = \frac{k_0 \sigma_0 - \frac{v}{1-v} \Delta z}{\sigma_0 - \Delta z} = \frac{k_0 \sigma_0}{\sigma_0 - \Delta z} - \frac{\frac{v}{1-v} \Delta z}{\sigma_0 - \Delta z}$$

$$\frac{k_0 \sigma_0}{\sigma_0 - \Delta z} = \frac{k_0 (z + \Delta z)}{z + \Delta z - \Delta z} = \frac{k_0 z + k_0 \Delta z}{z} = k + \frac{k_0 \Delta z}{z} = k_0 + \frac{k_0 \Delta z}{\sigma_0 - \Delta z}$$

$$K = k_0 + \frac{k_0 \Delta z}{\sigma_0 - \Delta z} - \frac{\frac{v}{1-v} \Delta z}{\sigma_0 - \Delta z} = k_0 + \left[\left(k_0 - \frac{v}{1-v} \right) \cdot \frac{\Delta z}{\sigma_0 - \Delta z} \right]$$

$$k = k_0 + \left[\left(k_0 - \frac{v}{1-v} \right) \cdot \frac{\Delta z}{\sigma_0 - \Delta z} \right]$$

یعنی k امروز از k_0 بیشتر است و این یکی از علل اصلی بزرگتر بودن تنش‌های افقی می‌تواند باشد.

6-5-4- تنش‌های تکتونیکی¹

وضعیت تنش در داخل یک توده سنگ می‌تواند در اثر میدان نیروهایی که توسط فعالیت‌های تکتونیکی بوجود آمده، تغییر نماید. چنین تنش‌هایی را در اطراف ساختمان‌های زمین‌شناسی از قبیل گسل و چین خوردگی²، بصورت موضعی می‌توان مشاهده کرد. مثلاً اگر شکل (6-8-a) را یک گسل نرمال³ در نظر بگیریم. برای تشکیل گسل چون حرکت برشی (لغزشی) صورت گرفته بنابراین صفحه‌ای که در آن شرایط شکست حاصل شده، بایستی وجود داشته باشد. برای گسل‌های معمولی، تنش σ_z تنش اصلی ماکزیمم و تنش افقی $k_a \cdot \sigma_z$ تنش اصلی مینیمم (σ_3) فرض می‌شود. این نتیجه با توجه به زاویه بین تنش اصلی ماکزیمم و صفحه شکست بدست آمده است. با استفاده از معیار شکست کولمب خواهیم داشت:

$$\sigma_1 = \sigma_c + \sigma_3 \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (1)$$

$$\sigma_1 = \sigma_z \quad \text{و} \quad \sigma_3 = \sigma_h = k_a \cdot \sigma_z = k_a \cdot z \quad (2)$$

اگر مقادیر مندرج در 2 در فرمول 1 گذاشته شود:

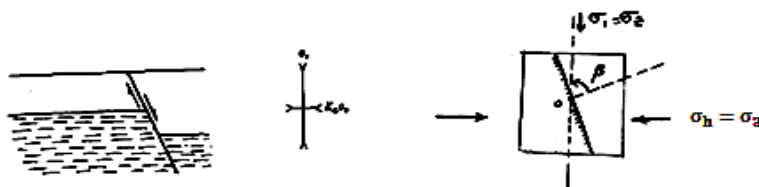
$$\sigma_z = \sigma_c + k_a \cdot \sigma_z \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \Rightarrow \quad k_a \cdot \sigma_z \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \sigma_z - \sigma_c$$

$$k_a \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = 1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_z}$$

$$k_a = \frac{1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_z}}{\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$$

اگر: $\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = q$

(a): $k_a = \frac{1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_z}}{q}$ فرمول گسل مستقیم



شکل 6-8- تنش‌های مؤثر در تشکیل گسل‌های نرمال و تعیین نسبت $k_a = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$

- 1- Tectonic Stresses
- 2- Fold
- 3- Normal Fault

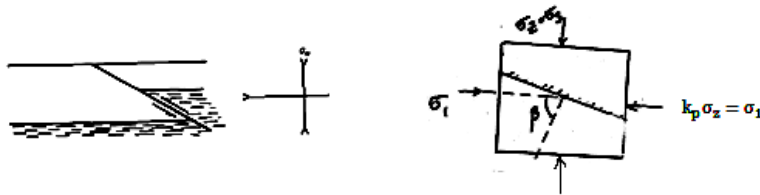
در یک گسل معکوس¹ باز هم با در نظر گرفتن زاویه بین تنش اصلی ماکزیمم و صفحه شکست می توان فرض کرد که در این حالت تنش اصلی ماکزیمم در جهت افقی یعنی $\sigma_1 = \sigma_h = k_p \cdot \sigma_z$ و $\sigma_3 = \sigma_z$ خواهد بود. باز هم با در نظر گرفتن معیار کولمب خواهیم داشت:

$$\sigma_3 = \sigma_z \quad \text{و} \quad \sigma_1 = \sigma_h = k_p \cdot \sigma_z$$

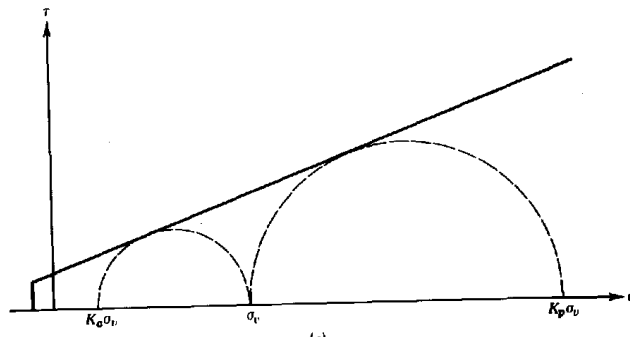
$$k_p \cdot \sigma_z = \sigma_c + \sigma_z \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$(b): \quad k_p = \frac{\sigma_c}{\sigma_z} + \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{\sigma_c}{\sigma_z} + q$$

فرمول گسل معکوس



شکل 6-9- تنش های مؤثر در تشکیل گسل های معکوس و تعیین نسبت $k_p = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$



شکل 6-10- شرایط تشکیل گسل های نرمال و معکوس با توجه به جهت تنش های اولیه و نسبت تنش افقی به قائم

دایره موهر و پوشش موهر و کولمب برای دو حالت بالا نشان داده شده است. بطور کلی $k_a < k < k_p$ خواهد بود.

بدین ترتیب دامنه تغییرات نسبت تنش افقی بر تنش قائم یعنی $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_z}$ مشخص می شود. در صورتیکه مقدار k خارج از محدوده فوق باشد، حرکت بر روی صفحه گسل و بنابراین گسیختگی در منطقه ادامه خواهد داشت.

1- Revers Fault

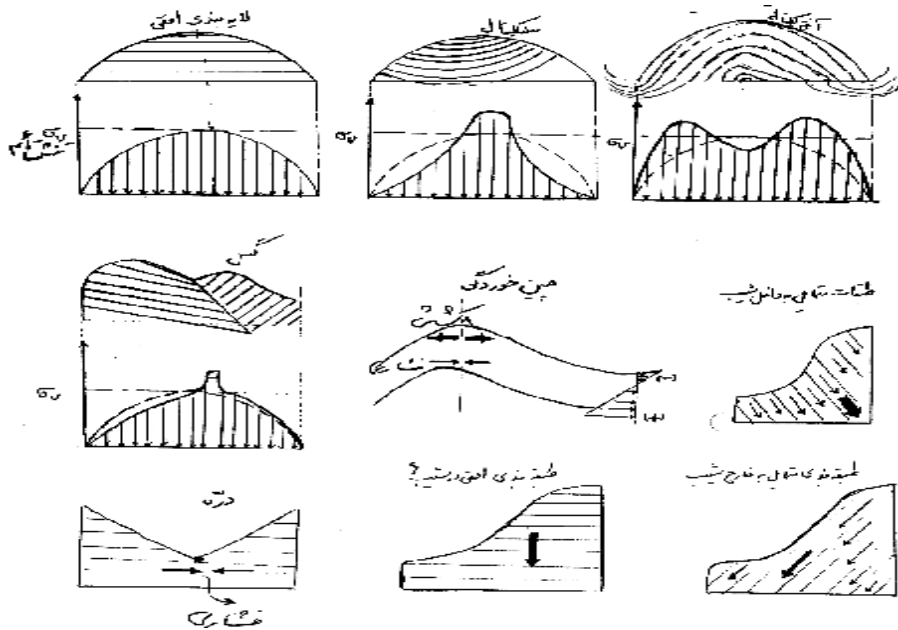
در یک منطقه ساکن بایستی k بین دو حد فوق الذکر باشد. دامنه‌ای که برای k در فرمول‌های (a) و (b) بدست آمده خیلی وسیع می‌باشد. این دامنه را می‌توان با فرض اینکه برای یک گسل قدیمی (صفحه گسل سابق) گسیختگی تمام شده، کوچکتر کرد، یعنی σ_c را برابر صفر فرض می‌کنیم.

6-5-5-5- تنش‌های باقیمانده¹

جسمی که تحت تأثیر تنش‌های خارجی نیست، در قسمت‌های داخلی آن مقداری تنش باقیمانده وجود دارد. معمولاً تنش‌های باقیمانده را می‌توان مربوط به حوادث فیزیکی شیمیایی غیر یکنواخت (ناهموزن) در حجم محدود جسم دانست. سرد شدن نایکنواخت توده سنگ و اختلاف ضریب انبساط گرمایی کانی‌های مختلف موجود در یک توده سنگ که بصورت یکنواخت سرد می‌شوند، باعث ایجاد تنش‌های باقیمانده خواهند شد. به غیر از سرد شدن، تغییرات محتوای آب سنگ و کریستالیزاسیون دوباره² باعث ایجاد چنین تنش‌هایی می‌شوند.

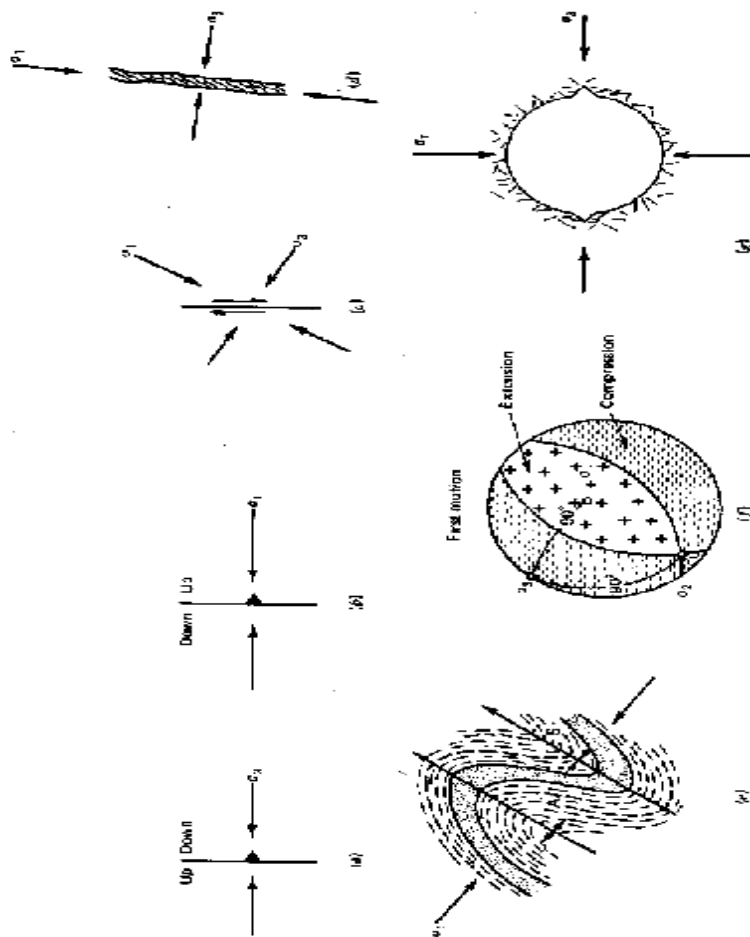
6-5-5-6- تأثیر ساختمان زمین‌شناسی بر وضعیت تنش

چین خوردگی‌ها، سنکلینال‌ها، آنتی کلینال‌ها، گسل‌ها و ساختمان لایه‌بندی در توزیع تنش نقش مهمی دارند و بایستی در حین کار به آنها دقت شود.



شکل 6-11- انواع ساختمان زمین‌شناسی و تأثیر آنها بر وضعیت تنش

1- Residual Stresses
2- Recrystallisation



شکل 6-12- پیش‌بینی و تخمین جهت تنش‌های اولیه با توجه به ساختمان زمین‌شناسی منطقه:

(a) گسل نرمال، (b) گسل معکوس، (c) گسل امتداد لغز، (d) دایک، (e) چین خوردگی، (f) بردار اولیه یک زلزله، (g) رابطه جهت تنش با شکست دیوار گمانه

6-6- روش‌های اندازه‌گیری جهت و شدت تنش‌های اولیه

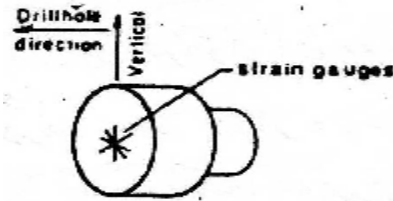
برای اندازه‌گیری جهت و شدت تنش‌های اولیه روش‌های مختلفی متداول می‌باشد که آنها را می‌توان کلاً به سه گروه عمده زیر تقسیم کرد.

1- روش رها سازی تنش، مثل روش بیش مغزه‌گیری¹ که خود به دو آفریقایی جنوبی (شکل 6-13) و روش آمریکایی (شکل 6-14)، تقسیم می‌شود.

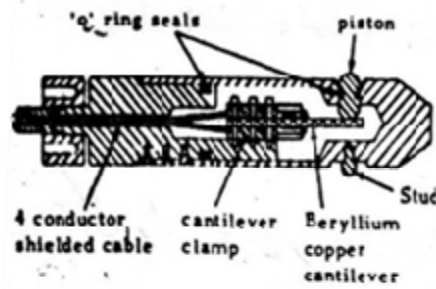
الف) روش جبران تنش مثل روش جک مسطح¹ (شکل 6-15)

1- Over Coring

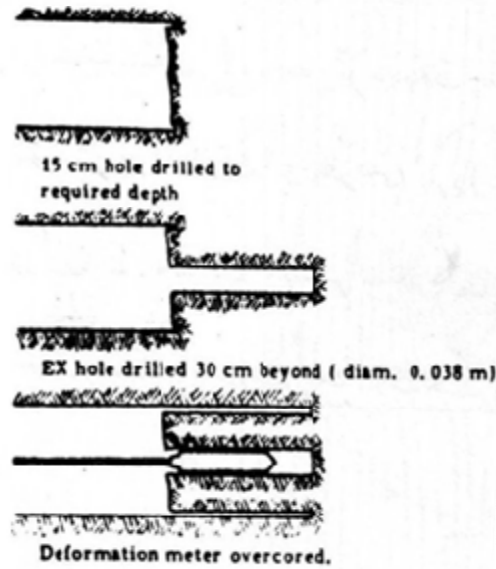
(ب) روش شکافتن مثل شکافت هیدرولیکی² (شکل 6-16)



شکل 6-13- سیستم اندازه‌گیری تنش آفریقای جنوبی

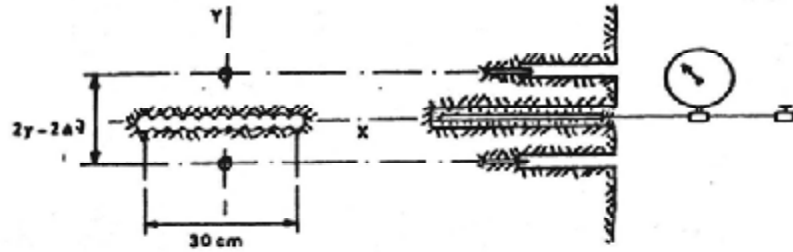


a) USBM deformation meter

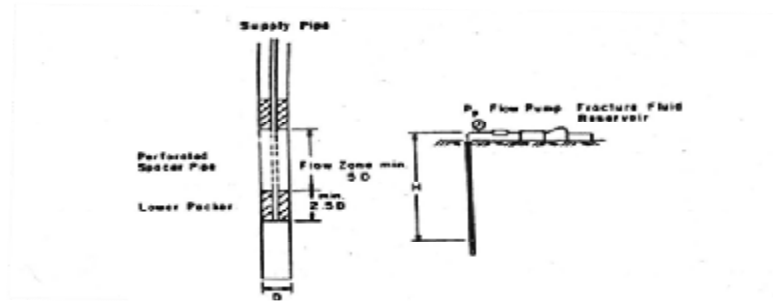


شکل 6-14- سیستم آمریکایی جهت اندازه‌گیری تنش درجا بنام کرنش سنج³ USB

- 2- Flat Jack
- 3- Hydraulic Fracturing
- 1- Deformation Meter



شکل 6-15- روش اندازه‌گیری تنش درجا بوسیله جک مسطح



شکل 6-16- نحوه اجرای روش اندازه‌گیری تنش پیش شکافی هیدرولیکی

فصل هفتم

توزیع تنش در اطراف کارهای معدنی

7-1- مقایسه بین جریان آب و مسیر تنش‌های اصلی

وقتی یک کار زیرزمینی در داخل توده سنگ حفر می‌شود شرایط تنش اولیه موجود در سنگ به هم خورده و شرایط جدیدی از توزیع تنش در اطراف کار معدنی به وجود می‌آید. یکی از روش‌های نشان دادن این حالت در داخل یک ماده الاستیک که تحت تاثیر تنش یک محوری قرار گرفته استفاده از خطوط فرضی است که مسیر تنش‌های اصلی را نشان می‌دهند. قبل از بررسی دقیق توزیع تنش در اطراف کارهای معدنی مقایسه مسیر تنش‌های اصلی با جهت طبیعی جریان یکنواخت آب در رودخانه مفید خواهد بود.

در شکل (7-1)، مسیر تنش‌های اصلی مینیمم و ماکزیمم در ماده اطراف یک حفریه دایره‌ای شکل موجود در یک صفحه الاستیک که تحت تأثیر یک تنش یک محوری فشاری قرار گرفته نشان داده شده است. در طرف راست شکل (7-1)، مسیرهای مختلف تنش اصلی ماکزیمم نشان داده شده است. در هر حالت طول مسیر تنش‌های اصلی موثر بر المان‌های فرضی در داخل جسم نشان داده شده است. در هر حالت اندازه و جهت تنش‌های اصلی در تقاطع مختلف مسیر با پیکان‌هایی که طول آنها با مقیاس معین معرف مقدار تنش است نشان داده شده است. تنش‌های اصلی در مجاورت حفریه دایره‌ای شکل، دیگر در امتداد قائم و افقی نیستند.

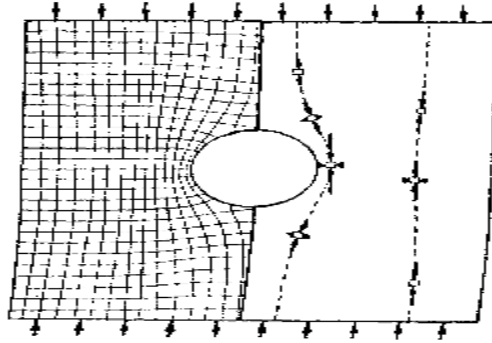
وقتی که مانعی استوانه‌ای شکل، همانند پایه‌های پل در مقابل جریان آب قرار می‌گیرد، آب از مسیر خود منحرف شده و از اطراف این مانع به راه خود ادامه خواهد داد. درست در بالا و پایین مانع جریان آب به دو شاخه تقسیم شده و سرعت آب در بالا و پایین کاهش می‌یابد. تقسیم جریان آب در بالا و پایین مانع، مشابهت زیادی با ایجاد زون تنش کششی و جدا شدن مسیر تنش‌ها از هم دارد و در نقطه وسط سقف و کف تونل تحت تاثیر تنش یک محوری، زون‌های کششی به وجود می‌آید. در طرفین مانع برای اینکه جریان آب بتواند همراه سایر قسمت‌ها به راه خود ادامه دهد بایستی سرعت بیشتری داشته باشد زیرا به علت انحراف، مسیر آن طولانی‌تر شده است و این مشابهت زیادی با افزایش تعداد خطوط مسیر تنش در اطراف کارهای معدنی دارد که در زون مزبور افزایش تنش فشاری مشاهده می‌شود.

در حالت کلی توزیع تنش در اطراف کارهای معدنی به موارد زیر بستگی دارد:

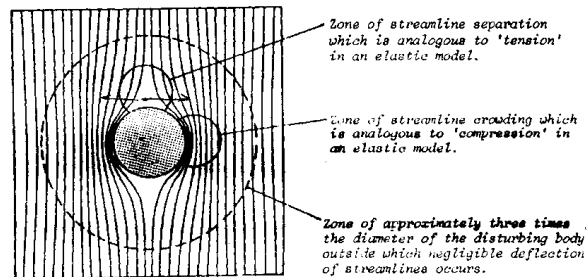
1- شدت میدان تنش

2- شکل کار معدنی

3- خواص مکانیکی سنگ



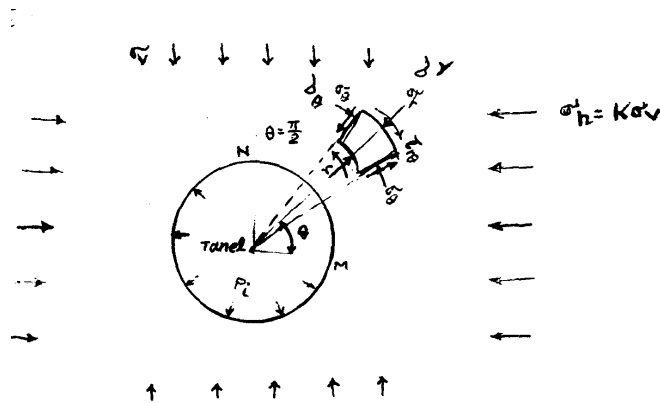
شکل 7-1- مسیر تنش‌های اصلی ماکزیمم و مینیمم در اطراف سوراخ دایره‌ای شکل در صفحه الاستیک، تحت تنش یک محوری



شکل 7-2- تشابه تمرکز تنش‌های کششی و فشاری در اطراف تونل با سرعت جریان آب و رفتار آن در اطراف یک مانع مثل یک سنگ بزرگ و یا پایه پل

برای مطالعه توزیع تنش در اطراف کارهای معدنی از مدل‌های فیزیکی و فتوالاستیک و روش‌های المان محدود با استفاده از تئوری‌های الاستیک و غیر الاستیک با در نظر گرفتن بعضی فرضیات برای آسانی کار استفاده می‌شود. برخی از این فرضیات شامل فرض‌های محیط الاستیک خطی و هموژن و ایزوتروپ، تونل در محیط نامحدود می‌باشد (فاصله تونل‌های مزبور از تونل‌های مجاور حداقل سه برابر دهانه تونل¹ باشد). در اشکال ساده (دایره و بیضی)، محور کارهای معدنی افقی و یا عمودی است. محاسبه تغییر شکل و تغییر مکان و تنش‌های موجود در اطراف کارهای معدنی در محیطی الاستیک با استفاده از بعضی فرضیه‌ها و شبیه سازی‌های مختلف صورت می‌گیرد. توزیع تنش در اطراف حفره‌های دایره‌ای شکل در یک محیط الاستیک برای اولین بار توسط کرش² صورت گرفت.

1- Span
2- Kirtch



شکل 3-7- یک تونل دایره‌ای شکل با نگهداری داخلی P_i و شعاع a در یک محیط الاستیک

تنش‌های اصلی قائم (σ_v) و افقی (σ_h) در نقاط دور از تونل اثر می‌کنند. نسبت $k = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$ عبارت است از نسبت بین تنش‌های افقی و قائم است. تنش‌ها با استفاده از مختصات قطبی (r, q) بیان می‌شود. زاویه q ، در جهت پادساعتگرد مثبت فرض می‌شود. شعاع r ، فاصله شعاعی نقاطی که می‌خواهیم وضعیت تنش را در آنجا حساب کنیم تا مرکز دایره می‌باشد. فشار P_i ، فشار وارد به سنگ‌های اطراف تونل توسط وسایل نگهداری و یا بتن است. عبارت $P_i=0$ ، به مفهوم عدم وجود نگهداری در تونل است. جهت مثبت تنش‌های مماسی و شعاعی و برشی در شکل (3-7) نشان داده شده است.

$$1) s_r = \frac{s_v \cdot (1+k)}{2} \cdot \left(1 - \frac{a^2}{r^2}\right) + P_i \cdot \left(\frac{a^2}{r^2}\right) + \frac{s_v \cdot (k-1)}{2} \cdot \left(1 - 4\frac{a^2}{r^2} + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cdot \cos 2q$$

$$2) s_q = \frac{s_v \cdot (1+k)}{2} \cdot \left(1 + \frac{a^2}{r^2}\right) - P_i \cdot \left(\frac{a^2}{r^2}\right) - \frac{s_v \cdot (k-1)}{2} \cdot \left(1 + 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cdot \cos 2q$$

$$3) t_{rq} = -\frac{s_v \cdot (k-1)}{2} \cdot \left(1 + 2\frac{a^2}{r^2} - 3\frac{a^4}{r^4}\right) \cdot \sin 2q$$

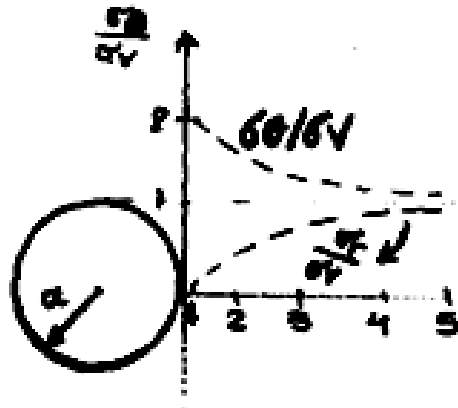
برای حالت تنش هیدرواستاتیک یعنی ($\sigma_h = \sigma_v$) و $k=1$ مقدار $\tau_{r\theta}$ یعنی تنش برشی در فرمول (3)، مساوی صفر خواهد شد. عدد 3 یعنی برای حالتی که $k=1$ باشد، σ_r و σ_θ در تمام نقاط تنش اصلی ماکزیمم و مینیمم خواهد شد. به ازای $k=1$ ، تمام عبارات مربوط به θ مساوی صفر خواهد شد. یعنی:

اگر داشته باشیم $r \rightarrow \infty$ ، از تساوی‌های بالا یکی از شرایط حدی¹ را به صورت زیر به دست می‌آوریم:

$$s_r = s_v$$

$$s_q = s_v$$

3- Limit



شکل 4-7- توزیع تنش در اطراف یک تونل دایره‌ای شکل با شعاع a

تغییر تنش در اثر حفر تونل در نقاط دور از تونل اثر خود را از دست می‌دهد و توزیع تنش به حالت طبیعی خود برمی‌گردد، تغییر تنش‌های حاصل از حفر تونل به صورت $\left(s_v \cdot \left(\frac{a^2}{r^2} \right) \right)$ و $\left(p_i \times \frac{a^2}{r^2} \right)$ بیان می‌شود.

اگر در فرمول (4) و (5) به جای شعاع، $r = a$ قرار دهیم یعنی در دیواره تونل:

$$s_r = P_i$$

$$s_q = (1+k) \cdot s_v - P_i - 2(k-1) \cdot s_v \cdot \cos(2q) \quad : r = a$$

$$s_q = (1+k) \cdot s_v - P_i - 2(k-1) \cdot s_v$$

$$= s_v + k \cdot s_v - 2k \cdot s_v + 2s_v - P_i$$

$$= 3s_v - k \cdot s_v - P_i$$

$$= (3-k) \cdot s_v - P_i$$

اگر نگهداری وجود نداشته باشد خواهیم داشت ($P_i = 0$)

$$s_r = 0$$

$$s_q = 2s_v \rightarrow \frac{s_q}{s_v} = 2, \quad P_i = 0$$

و از اینجا ضریب تمرکز تنش¹ به دست می‌آید:

$$\frac{s_q}{s_v} = 2$$

1- Stress Concentration Factor

همانطوری که مشاهده می‌شود مقدار تنش قبل از حفر تونل در اطراف آن مساوی s_v است در صورتی که پس از حفر تونل به صورت تنش مماسی به $2s_v$ می‌رسد. در صورتیکه $k \neq 1$ باشد عبارات جمله‌های مربوط به τ مساوی صفر خواهد شد و تنش‌های σ_r و σ_θ در هر جا تنش‌های اصلی نخواهند بود، فقط در حالتی که $q = 0$ و $q = \frac{p}{2}$ باشد با توجه به تساوی 3 در می‌یابیم که $\tau_{r\theta}$ صفر خواهد شد. در طرف دیگر بدون توجه به مقدار زاویه θ (هر چه قدر می‌خواهد باشد) برای حالت $r = a$ یعنی در دیواره تونل تنش برشی صفر خواهد شد (از روابط 3). بنابراین تنش‌های σ_r و σ_θ روی محورهای $q = 0$ و $q = \frac{p}{2}$ و در دیواره تونل ($r = a$) همیشه تنش‌های اصلی خواهند بود و از آنها می‌توان در معیارهای شکست به جای تنش‌های اصلی استفاده کرد. اگر در فرمول‌های 1 و 2 مقدار $r = a$ را قرار دهیم:

$$s_r = p_i$$

$$s_q = (1+k).s_v - P_i - 2(k-1).s_v \cdot \cos(2q) \quad : r = a$$

مقدار تنش مماسی در جداره تونل ($r = a$)
اگر $q = 0$ آنگاه داریم:

$$s_q = (1+k).s_v - P_i - 2(k-1).s_v$$

$$= s_v + k.s_v - 2s_v k + 2s_v - P_i$$

$$= 3s_v - k.s_v - P_i$$

$$= (3-k).s_v - p_i$$

$$q = 0 \rightarrow s_q = (3-k).s_v - P_i$$

$$q = \frac{p}{2} \rightarrow s_q = (3k-1).s_v - P_i$$

با فرض $s_h = k.s_v$, $P_i = 0$ خواهیم داشت:

الف) در دیواره تونل ($q = 0$)

$$s_q = 3s_v - s_h \rightarrow \frac{s_q}{s_v} = 3 - k$$

ب) در سقف تونل ($q = \frac{p}{2}$)

$$s_q = 3s_h - s_v \rightarrow \frac{s_q}{s_v} = 3k - 1$$

اگر در فرمول فوق به جای k صفر قرار دهیم (یعنی تنش یک محوری فشاری فرض شود) تمرکز تنش در اطراف تونل دایره‌ای شکل به ترتیب 3 و 1- (دیواره و سقف) خواهد شد.

7-2- ملاحظات در مورد فرمول توزیع تنش

به طور خلاصه می‌توان نتیجه گرفت:

1- مولفه‌های تنش به ضرایب الاستیک بستگی ندارد.

2- مولفه‌های تنش مستقل از اندازه‌ی حفره است؛ در فرمول فوق (r) به صورت بدون واحد و با

کسر ($\frac{a}{r}$) برای نشان داد فاصله از جداره حفره به کار رفته است.

شدت تنش در یک نقطه را می‌توان به صورت نسبت تنش در آن نقطه به تنش متوسط موثر در نقطه‌ای خارج از زون تحت تاثیر کار معدنی بیان کرد؛ این نسبت را تمرکز تنش می‌گویند.

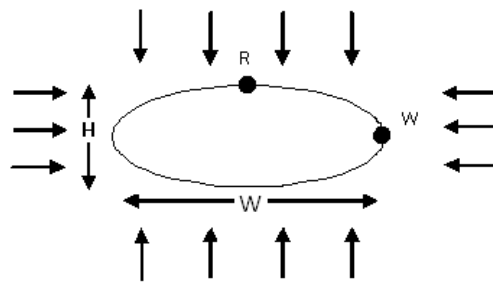
تمرکز تنش (+) هم جهت بودن تنش حاصل با تنش وارده را نشان می‌دهد در صورتیکه (-) مختلف جهت بودن آنها را نشان می‌دهند. تمرکز تنش حداکثر مثبت (+) و تمرکز تنش حداکثر منفی (-) را تمرکز تنش‌های بحرانی¹ گویند.

7-3- توزیع تنش در اطراف کارهای معدنی بیضی شکل

باز هم با استفاده از تئوری الاستیسیته توزیع تنش در اطراف کارهای معدنی بیضی شکل به شرح زیر محاسبه گردیده است:

$$s_{qw} = s_v \cdot \left(1 + 2 \left(\frac{W}{H} \right) \right) - s_h \quad (1)$$

$$s_{qr} = s_h \cdot \left(1 + 2 \left(\frac{H}{W} \right) \right) - s_v \quad (2)$$



شکل 7-5- یک کار معدنی بیضی شکل در یک محیط الاستیک که تحت تاثیر تنش‌های اولیه σ_v و σ_h قرار گرفته است.

برای محاسبه ضریب تمرکز تنش کافی است طرفین رابطه فوق را به σ_v تقسیم کنیم.

$$\frac{S_{qw}}{S_v} = \left(1 + 2\left(\frac{W}{H}\right)\right) - k \quad (3)$$

$$\frac{S_{qr}}{S_v} = k \cdot \left(1 + 2\left(\frac{H}{W}\right)\right) - 1 \quad (4)$$

از طرف دیگر شعاع انحنای بیضی در نقطه W با رابطه زیر تعریف می‌شود:

$$P_w = \frac{H^2}{2W} \Rightarrow H = \sqrt{2W \cdot P_w}$$

$$\frac{S_{qw}}{S_v} = 1 + \frac{2W}{\sqrt{2W \cdot P_w}} - k$$

$$\lim_{P_w \rightarrow \infty} = 1 - k \sqrt{2W \cdot P_w} \quad (5)$$

با جاگذاری مقدار فوق در رابطه (3)، خواهیم داشت:

$$\frac{S_{qw}}{S_v} = 1 + \frac{2W}{\sqrt{2W \cdot P_w}} - k$$

$$\lim_{\frac{S_{qw}}{S_v} \rightarrow \infty} = 1 - k \sqrt{2W \cdot P_w} \Rightarrow \quad (5)$$

با توجه به رابطه (5)، می‌توان چنین استنباط کرد که وقتی $P_w \rightarrow \infty$ میل می‌کند یعنی در گوشه‌های

خیلی تند، ضریب تمرکز تنش به سمت بی‌نهایت میل خواهد کرد یعنی: $\left(\frac{S_{qw}}{S_v}\right) \rightarrow \infty$.

همچنین با افزایش نسبت $\left(\frac{W}{H}\right)$ نیز ضریب تمرکز تنش افزایش خواهد یافت.

فصل هشتم

شیب‌ها در حفریات معادن روباز

8-1- شکست شیب‌ها¹

سطوح شیب‌دار خاکی در خاکبرداری و خاکریزی² جاده‌ها، سدها، خاکریزها³، ترانشه‌ها⁴، کانال‌ها⁵ و معادن روباز معمول می‌باشد. ریزش سطوح شیب‌دار بعلت خساراتی که از آنها ایجاد می‌شود، به طور وسیعی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند.

یک سطح شیب‌دار خاکی بعنوان نمونه در شکل (A-1-8) نشان داده شده است. این سطوح می‌توانند شیب‌های با اندازه مختلف داشته باشند. در خاک برداری جاده‌ای و معادن روباز، سطوح با شیب 1 به 1 مرسوم است. وقتی سطحی با شیب 1 به 1، یا 2 به 1 و یا 1/2 به 1 مشخص می‌شود، عدد اول فاصله افقی و عدد دوم فاصله عمودی سطح مزبور را نشان می‌دهد. بعلت اینکه فواصل فوق الذکر را در اراضی با استفاده از یک نوار و میله مدرج به آسانی می‌توان اندازه گرفت، سطوح شیب‌دار به صورت فوق علامت گذاری و نام گذاری می‌شود. برای تبدیل یک سطح با شیب 2 به 1 به واحد درجه از رابطه زیر استفاده می‌شود.

$$\tan q = \frac{\text{فاصله عمودی}}{\text{فاصله افقی}} = 0.5 \Rightarrow q \cong 26.5^\circ$$

و برای تبدیل یک سطح با شیب $\frac{1}{1.5}$ به 1 برحسب درجه داریم:

$$\tan q = \frac{1}{1.5} = 0.668 \Rightarrow q \cong 33\frac{3}{4}^\circ$$

و برای یک سطح با شیب 1 به 1، شیب معادل 45 درجه است.

نیروهایی که در دو جهت به یک المان سطح شیب‌دار اثر می‌کنند در شکل (A-1-8) نشان داده شده است. که در آن W وزن المان مزبور و R نیروی عکس العمل در قاعده المان است و نیروهای N, S مؤلفه نیروهایی هستند که عمود و بموازات سطح شیب‌دار به قاعده آن اثر می‌کنند. F_v نیرویی است که قسمت بالایی سطح شیب‌دار به المان مزبور وارد می‌کند و F_h نیرویی است که از قسمت تحتانی پله به المان مزبور اثر می‌کند. همچنین نیروهایی در جهت عمود بر صفحه کاغذ به المان یاد شده اثر می‌کنند که در شکل (A-1-8) نشان داده نشده است. از این نیروهای جانبی اغلب به علت سهولت محاسبات صرف نظر می‌شود. بعضی‌ها عقیده دارند که بدین وسیله یک فاکتور ایمنی وارد محاسبات می‌شود.

¹- Slope Failures
²- Cut and Fill
³- Embankments
⁴- Trenches
⁵- Ditches

المانی که در شکل (A-1-8)، نشان داده شده است بعلت اینکه برآیند تمام نیروهای وارده و لنگرها مساوی صفر می‌باشند در حالت تعادل قرار دارند.

اگر سطح شیب‌داری با زاویه‌ای کمتر از ϕ ، در محیط بدون نیروی چسبندگی¹ ایجاد شود، این سطح در هر ارتفاعی پایدار خواهد بود، دیاگرام‌های تنش برشی و عمودی برای یک ماده بدون نیروی چسبندگی و شیب‌های با زاویه مختلف با خط چین در شکل (B-1-8)، نشان داده شده است. تا زمانی که خاک مزبور در اثر آب اشباع نشده و یا مواد شیمیایی و عوامل فیزیکی زاویه ϕ را کاهش نداده‌اند سطوح شیب‌دار با زاویه کمتر از زاویه ϕ پایدار خواهد بود. البته امکان دارد آب جاری در سطح پله باعث شسته شدن خاک و حمل آن به پایین پله گردد.

یک منحنی تغییرات تنش برشی - عمودی به عنوان نمونه برای یک ماده با نیروی چسبندگی² در شکل (C-1-8)، نشان داده شده است. نمونه مزبور در شرایط تحکیم یافته زهکشی نشده³ آزمایش شده و سطوح شیب‌دار با زاویه‌های مختلف با خط چین مشخص شده است. نقاط تقاطع خطوط شیب با خط شکست نمونه، مقاطع احتمالی ریزش شیب هستند. این روش می‌تواند برای طراحی کارهای حفاری که در آنها بارگذاری و باربرداری به کندی صورت گرفته و وقت کافی برای تحکیم⁴ مواد وجود دارد مورد استفاده قرار گیرد.

برای کارهای حفاری سریع در محیط‌های با نیروی چسبندگی، فقط مقاومت چسبندگی خاک برای محاسبه پایداری شیب مورد استفاده قرار می‌گیرد. نمونه‌ای از منحنی تغییرات تنش برشی - عمودی و شیب‌های با زاویه مختلف به صورت خط چین در شکل (D-1-8)، نشان داده شده است. برای پیدا کردن ارتفاع حقیقی این پله‌ها بعضی روش‌های محاسباتی و یا دیاگرام‌هایی وجود دارد. در فصل 16، کتاب مبانی مکانیک خاک⁵، طرز پیدا کردن ارتفاع پله‌ها به طور مشروح شرح داده شده است. این روش در سایر کتاب‌های مکانیک خاک نیز بیان شده است.

در یک لغزش حقیقی، تعیین سطح گسیختگی احتمالاً خیلی مشکل است. لغزش مواد از قسمت بالای پله و تجمع آنها در پای پله در شکل (E-1-8)، نشان داده شده است.

صفحه شکست به استثنای قسمت فوقانی آن توسط مواد ریزشی پوشانیده شده است. محققین دریافته‌اند که صفحه شکست اکثر لغزش‌ها در مواد چسبنده، یک صفحه دایره‌ای شکل را ایجاد می‌کند. قوس‌های

¹- Cohesionless

²- Cohesive

³- Consolidated - Undrained

⁴- Consolidation

⁵- Fundamentals of Soil Mechanics. Donald W. Taylor

لغزشی و شکست احتمالی در شکل (F-1-8)، نشان داده شده است. شکل (2-8)، این لغزش‌های دایره‌ای شکل را به طور وسیع‌تری مورد بررسی قرار می‌دهد. بعضی محققین بر این عقیده‌اند که صفحه لغزشی خاک تقریباً منحنی لگاریتمی حلزونی¹ است. محاسبات مورد استفاده در این حالت خیلی پیچیده بوده و به همین علت حداقل در بررسی‌های اولیه بندرت مورد استفاده قرار می‌گیرد.

2-8- گسیختگی دایره‌ای شکل پله‌ها²

فرسایش³ با تخریب نواحی مرتفع و حمل آنها به نواحی پست، همیشه تمایل به تسطیح سطح روی زمین دارد. با توجه به اینکه پله‌ها نیز سطوح همواری نیستند نیروهای طبیعی سعی به تخریب آن دارند. این نیروها به قدر کند کار می‌کنند که این عمل امکان دارد سال‌های سال طول بکشد. تعداد زیادی از سطوح شیبدار که بدست انسان ساخته شده‌اند چنان بنا شده‌اند که می‌توانند مدت زمان معینی پایدار خود را حفظ کنند.

نیروی وزن و نشت آب، نیروهای اصلی در ایجاد شکستگی پله‌ها هستند. نیروی وزن از سنگینی خاک و آب موجود در آن و ساختمان‌های موجود بر روی سطوح شیبدار سرچشمه می‌گیرد. فشارهای هیدرواستاتیکی نیز موجب تضعیف پایدار پله‌ها می‌شوند. بزرگترین نیرویی که در مقابل شکست و لغزش پله مقاومت می‌کند نیروی چسبندگی و مقاومت برشی خاک هستند. ضریب پایداری⁴ یک سطح شیبدار معادل خارج قسمت لنگرهای مقاومتی بر لنگرهای گسیختگی است. مطالعات زیادی که بر روی شکست سطوح شیبدار صورت گرفته نشان داده است که چگونگی این شکست‌ها کم و بیش مشابه هستند. سطح شکست در بعضی مواقع بصورت بشکه‌ای⁵ است و اگر مقطعی برشی از میان ناحیه شکست زون شکست گرفته شود، تقریباً به شکل قوس دایره‌ای است. شکل (A-2-8)، نمونه‌های مختلفی از شکست پله‌ها را نشان می‌دهد.

نوع شکست پله که در شکل (A.a-2-8) نشان داده شده، معمولاً در جایی که خاک نرم بر روی لایه-های مقاومتر قرار گرفته صورت می‌گیرد. در صورتی که خاک موجود بر پله یکسان باشد و دارای نیروی اصطکاک داخلی زیادی باشد، لغزش پاشنه‌ای⁶ بوجود می‌آید (شکل A.b-2-8). در صورتیکه

¹- Logarithm Spiral Curve

²- Circular Slope Failure

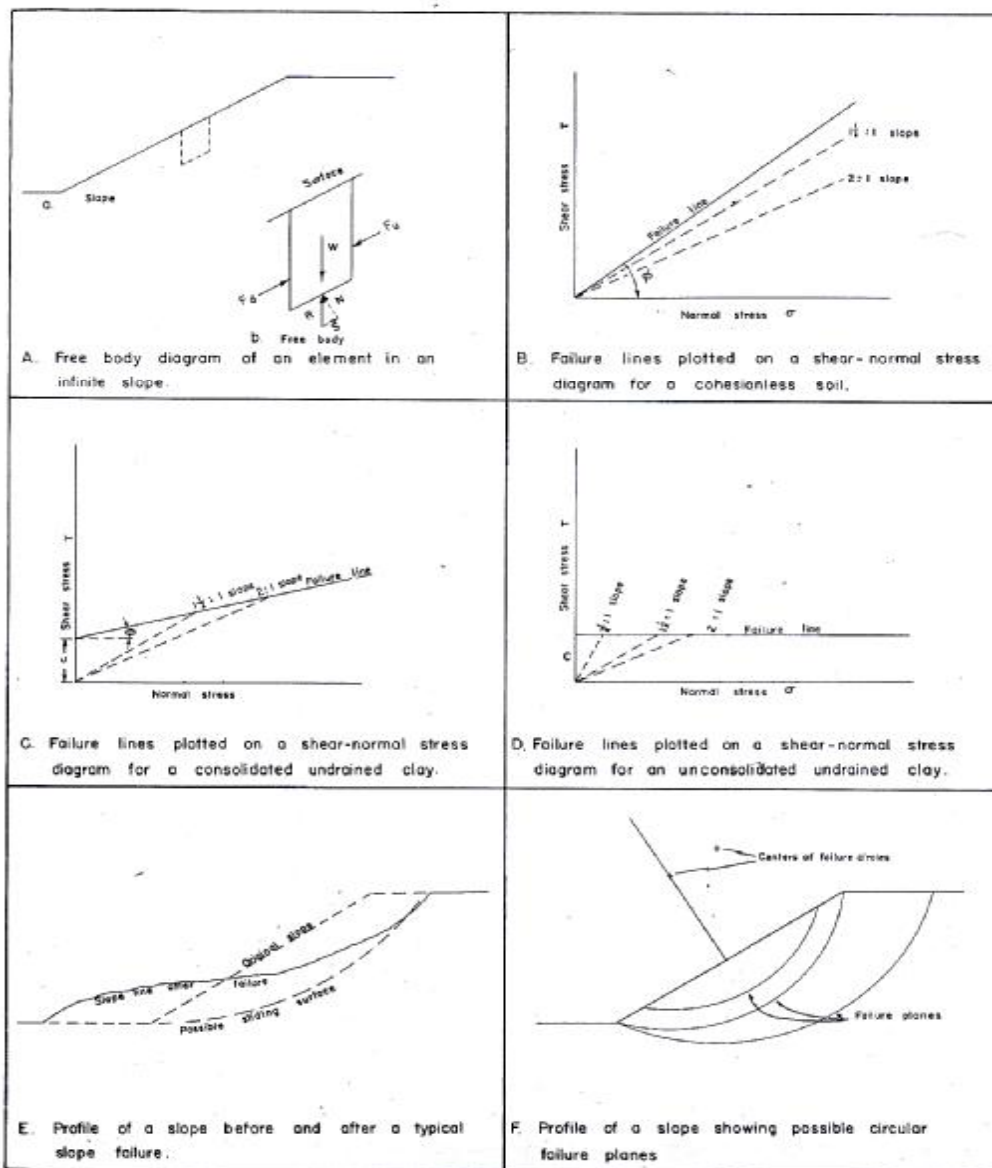
³- Erosion

⁴- Safety Factor

⁵- Bowl

⁶- Toe Failure

SLOPE FAILURES



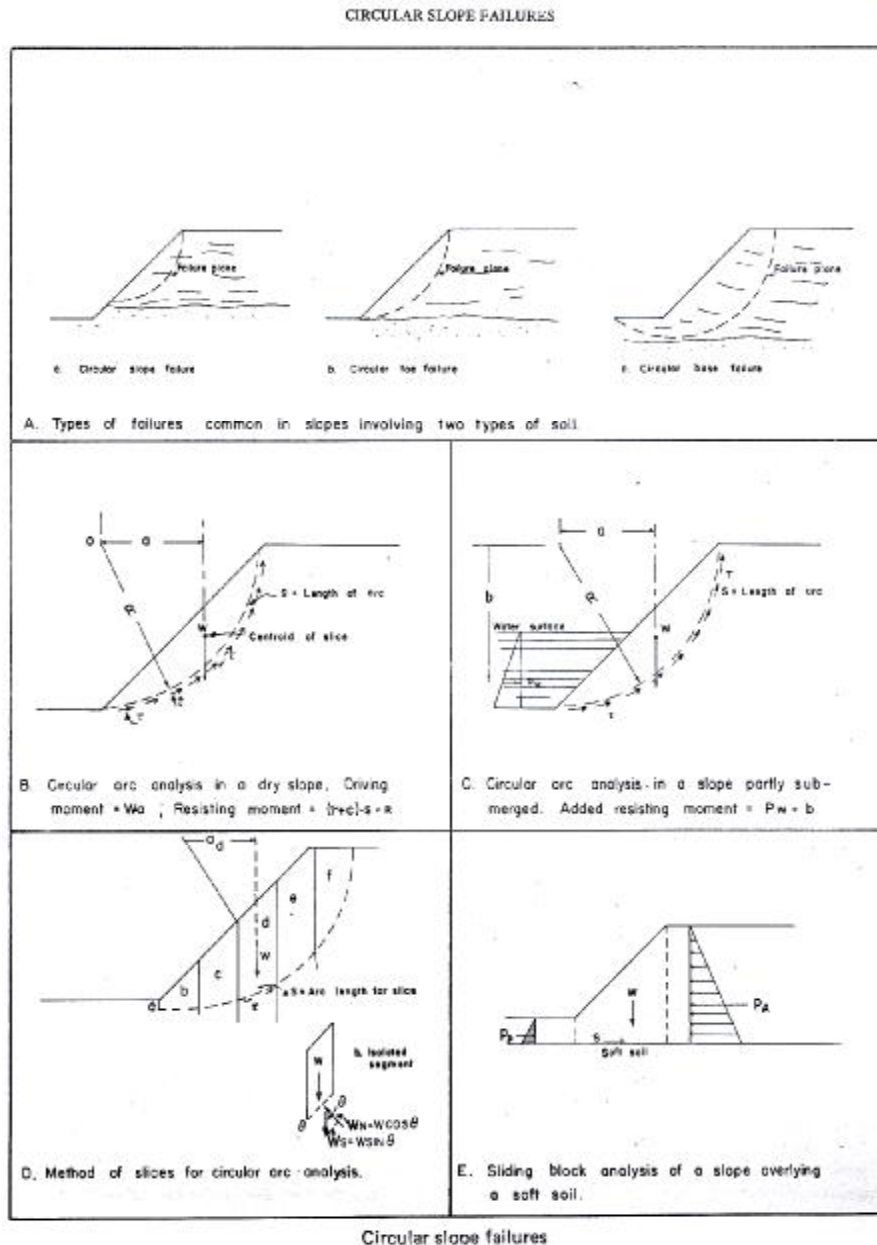
Slope failures

شکل 8-1- شکست شیبها

لایه‌های مقاومتر در عمقی پایین‌تر از کف شیب قرار داشته باشند، قسمت بالای شیب سعی در تغییر مکان عمودی داشته و پایین آن به طرف کف پله حرکت خواهد کرد (شکل 8-2-8.A.C).
 ضریب ایمنی برای هر سطح شیب‌دار مورد نظر توسط روش تجربی سعی و خطا¹، مقایسه مرکز و صفحه‌های احتمالی لغزش تعیین می‌شود. دایره‌ای که دارای کمترین ضریب ایمنی است بعنوان صفحه

¹ - Trial-Error

شکست انتخاب می‌شود. اگر ضریب ایمنی در این صفحه از 1 کمتر باشد، احتمال شکست در امتداد این صفحه وجود دارد.



شکل 8-2- شکست دایره‌ای شیب

یک دایره شکست در شکل (B-2-8) نشان داده شده است. مرکز دایره در نقطه O و شعاع آن R فرض شده است. تعداد بیشماری مرکز و شعاع را می‌توان انتخاب کرد. لنگر حرکت و یا لنگری که

باعث لغزش می‌شود مساوی $W.a$ در حول مرکز دایره است. وزن W توسط روش‌های استاتیکی و با استفاده از قوس دایره محاسبه شده و q عبارت است از فاصله افقی بین مرکز صقل قسمت لغزش. اگر چنانچه بر روی سطح شیبدار، ساختمان و یا انبار باطله می‌باشد لنگر آن نیز بایستی در نظر گرفته شود (حاصل ضرب وزن در فاصله افقی مرکز ثقل آن از مرکز). فشار آب موجود منافذ¹، یک لنگر لغزشی معادل حاصلضرب نیرو در مرکز ثقل فشار در فاصله عمودی آن تا مرکز دایره ایجاد خواهد کرد. لنگر مقاومت، حاصلضرب مقاومت چسبندگی و برشی کل مؤثر در طول قوس با شعاع دایره است.

اگر در جلوی شیبی مثل سد شکل (C-2-8)، آب باشد، در این حالت آب لنگری معادل $r_w.b$ نسبت به سطح شیبدار وارد خواهد کرد که در مقابل لغزش ایستادگی می‌کند. اگر آب به یک باره تخلیه شود فشار آب منافذ موجود در سد یک ممان لغزشی ایجاد خواهد کرد که سعی به تخریب شیب دارد.

برای تحقیق در سطوح شیبداری که از مواد بدون چسبندگی و شیب‌های با مواد دارای مقاومت چسبندگی و مقاومت برشی و یا شیب‌ها با خاک‌های مختلف، روش‌های تجزیه‌ای مرسوم است (شکل D-2-8). در این روش دایره به چندین قسمت مختلف تقسیم می‌شود، تساوی قسمت‌های مزبور ضروری نیست. نیروهای محرک و بازدارنده در هر قسمت مجزا در شکل (D.b-2-8)، نشان داده شده است.

عبارت W وزن این قسمت و W_n و W_s به ترتیب مؤلفه‌های موازی و عمود بر کف می‌باشند. اگر قسمت‌های مجزا شده به اندازه کافی نازک باشند می‌توان به جای طول قوس یک خط مستقیم در نظر گرفت. زاویه q به وضعیت هر قسمت بر روی قوس دایره بستگی دارد. نیروی برشی با استفاده از رابطه کولمب $t = C + s.tan j$ و نیروی محرک در هر قسمت معادل W_s خواهد بود. بنابراین نیروی مؤثر کل در روی سطح شیبدار مجموع نیروهایی است که به هر یک از نسبت‌ها اثر می‌کند. و ضریب ایمنی از رابطه زیر بدست خواهد آمد. در رابطه زیر نیروی چسبندگی ثابت فرض شده و قوس دایره تا زیر کف پله ادامه ندارد.

$$F_s = \frac{\sum C + \sum W \cdot \cos q \cdot \tan q}{\sum W \cdot \sin q} = \frac{\sum C + \sum W_n \cdot \tan q}{\sum W_s}$$

وقتی که رس نرم در زیر سطح شیبدار قرار دارد همچنین از روش تحلیل بلوک لغزنده² استفاده می‌شود. نیروهای برشی به خاک نرم اثر خواهند کرد. در این حالت ضریب ایمنی در مقابل لغزش به صورت زیر خواهد بود.

¹ - Pore Water
² - Block-Sliding

$$F_s = \frac{S}{P_a - P_p}$$

که در آن:

S : مقاومت برشی کل، P_a : نیروی فعال کل زمین¹، P_p : نیروی غیرعامل کل زمین² است.

3-8- انواع شکست در شیب پله‌های معادن روباز

زاویه نهایی شیب در تعیین ارزش کانسنگ تأثیر بسزایی دارد. شکل (A-3-8)، سه نوع مختلف این پله‌ها با زوایای مختلف را نشان می‌دهد که دارای سه شیب مختلف 45° ، 36° و 35° می‌باشند. محاسباتی که در ادامه ارائه شده، بیانگر مقدار ماده حفاری شده برای رسیدن به نقطه A در تراز 1000 فوت زیر سطح زمین می‌باشد.

برای زاویه شیب 45° ، زاویه q در نقطه A، برابر 45° است. طول خط BC برابر است با:

$$1000 \times \tan 45^\circ = 1000 \text{ ft}$$

و مساحت مثلث ABC برابر است با:

$$(1000 \times 1000) \div 2 = 500000 \text{ sq. ft.}$$

برای زاویه شیب 45° ، زاویه q در نقطه A، برابر $55^\circ = 90^\circ - 35^\circ$ است. طول خط BC' برابر است با:

$$1000 \times \tan 55^\circ = 1428 \text{ ft}$$

و مساحت مثلث ABC' برابر است با:

$$(1428 \times 1000) \div 2 = 714000 \text{ sq. ft.}$$

اختلاف حجم ماده‌ای که می‌بایست حفاری شود همان سطح هاشور خورده است که برابر است با:

$$714000 - 500000 = 214000 \text{ sq. ft.}$$

به ازای هر فوت در افق، حجم ماده حفاری شده برابر خواهد بود با: 214000 sq. ft.

اگر 1 تن از ماده حفاری شده حجمی برابر 12 فوت مکعب داشته باشد، وزن مقدار ماده حفاری شده در منطقه هاشور خورده برابر خواهد بود با:

$$214000 \div 12 = 17833 \text{ tons / ft.}$$

¹- Total Active Earth Force

²- Total Passive Earth Force

حتی تغییرات کوچک در زاویه شیب، مثلاً تغییر زاویه شیب 35° به 36° باعث صرفه جویی بسیاری در حجم مواد حفاری شده می‌شود. برای زاویه شیب 36° ، زاویه q در نقطه A ، برابر 54° است. طول خط BC برابر است با:

$$1000 \times \tan 54^\circ = 1376 \text{ ft}$$

و مساحت مثلث ABC برابر است با:

$$(1376 \times 1000) \div 2 = 688000 \text{ sq. ft.}$$

اختلاف حجم ماده‌ای که می‌بایست حفاری شود همان سطح هاشور خورده است که برابر است با:

$$714000 - 688000 = 26000 \text{ sq. ft.}$$

به ازای هر فوت در افق، حجم ماده حفاری شده برابر خواهد بود با: 26000 sq. ft.

اگر 1 تن از ماده حفاری شده حجمی برابر 12 فوت مکعب داشته باشد، وزن مقدار ماده حفاری شده در منطقه هاشور خورده برابر خواهد بود با:

$$26000 \div 12 = 2166 \text{ tons / ft}$$

برای زاویه شیب 36° با ارتفاع شیب 1000 ft ، مقدار ماده حفاری شده 2166000 tons می‌شود. از اینرو ماکزیمم زاویه شیب ایمن از نظر اقتصادی مهم است.

شیب واقعی معادن روباز به روش‌های مختلفی محاسبه می‌گردد. اما به طور معمول این شیب از طریق محاسبه تانژانت زاویه خط واصل بین لبه پله بالایی تا پاشنه پایین‌ترین پله محاسبه می‌شود. شکل (8-3-B)، بیانگر زاویه واقعی شیب معادن روباز است. خطی که شیب را تعیین می‌کند عموماً از پاشنه یک پله به پاشنه پله دیگر است و به همین دلیل زاویه شیب می‌تواند در پله‌های مختلف متفاوت باشد.

شکل‌های بعدی انواع شکست‌هایی که در معادن روباز اتفاق می‌افتد را نشان می‌دهد. در صورتی که شیب پله بیشتر از شیب قسمت ناپایدار¹ رخساره پله باشد، این مواد به سمت پایین پله می‌لغزند. عموماً انفجار و هوازگی دو عامل مهم در ناپایداری سنگ‌ها² در رخساره پله هستند (شکل 8-3-a.C). زون ریزشی در شکل (8-3-b.C)، از سنگ‌ها و موادی تشکیل شده است که به دلیل تأثیرات نیروهای نامتعادل کننده فرو ریخته‌اند. این نوع از ریزش عموماً تنها در یک پله اتفاق می‌افتد.

نوع شکستی که در شکل (8-3-D)، نشان داده شده است عموماً به علت وجود یک صفحه ضعیف³ در سنگ دیواره همچون گسل یا درزه رخ می‌دهد. در فرآیند کانی‌سازی، کانال‌هایی به وجود می‌آید که

¹- Loose Material

²- Boulder

³- Plane of Weakness

اینها همان صفحات ضعیف را تشکیل می‌دهند که عموماً در مجاورت کانسنگ هستند. در شکل (8-3-3-D)، کل شیب، در امتداد صفحه ضعیف به پایین می‌لغزد. در اثر این لغزش یک سری ترک کششی¹ در بالای شیب به وجود می‌آید و در پایین شیب و در نزدیکی صفحه ضعیف، معمولاً یک بالازدگی مشاهده می‌شود. معمولاً اگر معدن کاری در پایین پاشنه انجام شود احتمال وقوع این نوع شکست قوت می‌یابد. تراوش آب² در امتداد صفحه ضعیف باعث ایجاد فشار بالا برنده³ می‌شود که به وقوع این نوع شکست کمک می‌کند.

همانطور که در شکل (8-3-E)، نشان داده شده است، در صورتی که ساختار سنگی شیب یکنواخت اما ضعیف⁴ باشد احتمال وقوع شکست از نوع برش پیچشی⁵ همانند آنچه که در شیب‌های خاکی به وقوع می‌پیوندد، شدت می‌یابد. برخلاف شکستی که در راستای صفحات ضعیف اتفاق می‌افتد، شکست از نوع برش پیچشی به سختی از روی نشانه‌های ظاهری سطح قابل تشخیص است. در هر دو نوع شکست مذکور، ترک‌های کششی و بالازدگی در بالا و پایین شیب قابل رؤیت است. در شکست برش پیچشی می‌توان بالازدگی بیشتری را در پاشنه شیب مشاهده کرد. از آنجایی که صفحات ضعیف در اکثر معادن روباز وجود دارند در هنگام شکست از نوع برش پیچشی می‌توان شکست در راستای صفحات ضعیف را نیز مشاهده کرد.

موقعیت و جهت یافتگی ساختارهای زمین شناسی همچون گسل‌ها و درزه‌ها نقش بسزایی در پایداری دیواره شیب‌ها ایفا می‌کند. سه نوع مختلف قرارگیری این ساختارهای زمین شناسی در شکل (8-3-F)، نشان داده شده است. صفحات ضعیفی که با شماره (1) نشان داده شده‌اند بسیار خطرناک‌اند زیرا مواد بالای این صفحات تمایل زیادی به لغزش در راستای صفحات ضعیف دارند. آنهایی که به شماره (2) نشان داده شده‌اند ایمن هستند چون شیب بیشتری از شیب پله دارند. صفحات ضعیفی که با شماره (3) نشان داده شده‌اند با وجود اینکه از پاشنه شیب به سمت داخل شیب امتداد یافته‌اند، نیز خطرناک هستند زیرا در صورت اعمال وزن زیاد به پاشنه شیب، همانطور که در شکل (8-3-D, E)، نشان داده شده است، امکان وقوع بالازدگی⁶ را افزایش می‌یابد.

¹- Tension Cracks

²- Water Seeping

³- Up Lift Pressure

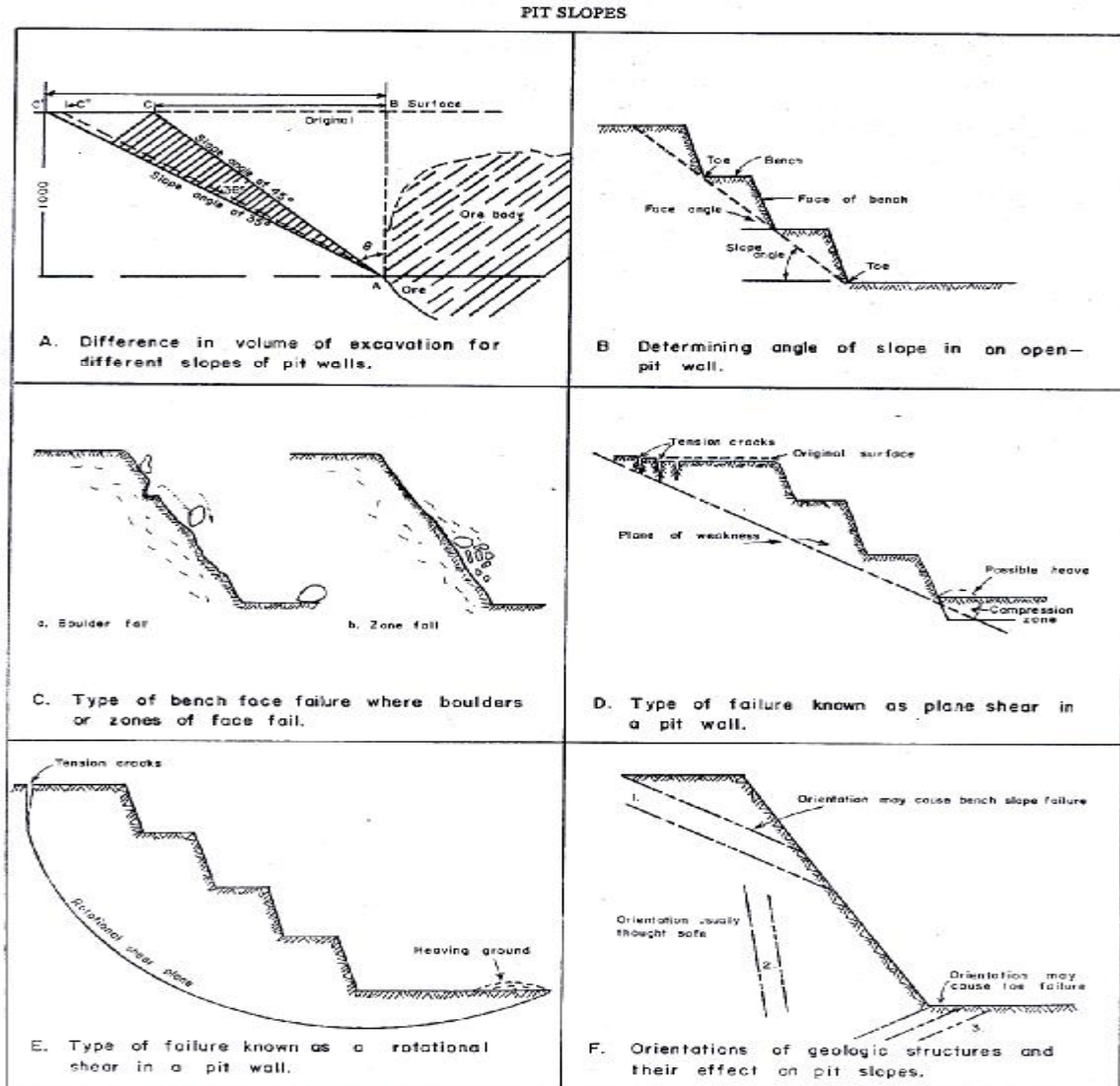
⁴- Uniform Composition But Weak

⁵- Rotational Shear

⁶- Heave

8-4- فاکتورهای پایداری شیب‌های معادن روباز

ساختار زمین شناسی دیواره‌های شیب، ساختاری پیچیده داشته و شیب‌ها به دلایل مختلفی امکان ریزش دارند. در شکل (A-4-8)، شیوه‌های مختلف شکست شیب به خاطر ساختار ضعیف ساختار سنگ نشان داده شده است. در این اشکال، صفحه‌های لایه‌بندی هم شیب با شیب معدن بوده و شرایط خطرناکی را رقم می‌زند. از آنجایی که صفحات لایه‌بندی مستعد برای وجود زون‌های ضعیف می‌باشند لذا بالای یک پله سر خورده و یا در نقاط ناپیوستگی شیب دچار شکست می‌شود و می‌تواند چند پله را هم دربرگیرد. همان طور که در شکل (A-4-8)، با خط چین نشان داده شده است، شکست شیب در نقاط ناپیوستگی امکان دارد که با شکست برشی چرخشی در انتهای شیب همراه شود.



Pit slopes; types of failure

شکل 8-3- انواع شکست در شیب‌ها معادن روباز

همانطور که در شکل (8-4-B)، توضیح داده شده، مکانیزم شکست شیب‌ها بسیار پیچیده بوده و عموماً نمی‌توان به طور دقیق نوع شکست را بیان کرد و بسیار مرسوم است که انواع شکست‌ها با هم ترکیب شده و در دیواره شیب معادن رخ دهد.

در شکل (8-4)، یک مکعب سنگی در مقطع شیب نشان داده شده است. نیروهایی که در شکست شیب نقش بسزایی می‌کنند در سمت راست شیب نشان داده شده‌اند که مهمترین آنها نیروی وزن سنگ است. نیروهای تکتونیکی که حاصل زمین لرزه‌ها می‌باشند یکی دیگر از این نیروهای دخیل در شکست

دیواره‌ها می‌باشد. تراوش آب¹ و ارتعاشات حاصل از انفجار دو نیروی مهم دیگر در شکست دیواره‌های در معرض شکست هستند. بازشدگی‌های زیرزمینی حاصل از معدن کاری در زیر سطح شیب یکی دیگر از عوامل مهم در برهم زدن پایداری شیب دیواره می‌باشند.

مواردی هم چون مقاومت برشی، کششی و چسبندگی در سنگ‌ها و در ساختارهایی همچون درزه‌ها، گسل‌ها و ناپیوستگی‌های دیگر مانع شکست شیب‌ها می‌شوند. برای انجام محاسبات پایداری شیب‌ها از تست‌های آزمایشگاهی برای تخمین مقاومت‌های برشی، چسبندگی و کششی سنگ‌ها، نمونه‌های خاکی و ساختارهای زمین شناسی استفاده می‌شود. در شرایطی که شکست اتفاق افتاده باشد می‌توان از تکنیک محاسبات معکوس برای محاسبه مقاومت‌های دخیل در شکست به منظور تخمین شکست‌های آتی استفاده کرد. استفاده از تکنیک‌های ژئوفیزیکی لرزه‌ای² یکی از پیشرفته‌ترین روش‌ها برای محاسبه مقاومت برجا سنگ می‌باشد.

شکل شیب یکی دیگر از عوامل تأثیر گذاری بر پایداری شیب است. تأثیر یک سطح مقعر در تنش‌های وارده بر یک المان مکعبی خاک در شکل (C-4-8)، نشان داده شده است. در شرایط بارگذاری نشان داده شده تمامی نیروها فشاری بوده و در نتیجه المان خاک تمایل به ماندن در بدنه شیب دارد. برای یک سطح محدب بر روی بدنه سنگی، تنش مینیمم همانطور که در شکل (D-4-8) نشان داده شده است، عموماً از نوع کششی است. رسم این تنش بر روی دایره موهر بسیار محتمل است که در حالت D (شکل 4-8)، نسبت به C (شکل 4-8)، در مقدار تنش کمتری پوش شکست³ را قطع کند در نتیجه احتمال وقوع شکست در یک شیب محدب⁴ بیشتر از احتمال شکست در شیب مقعر⁵ است.

¹- Water Seepage

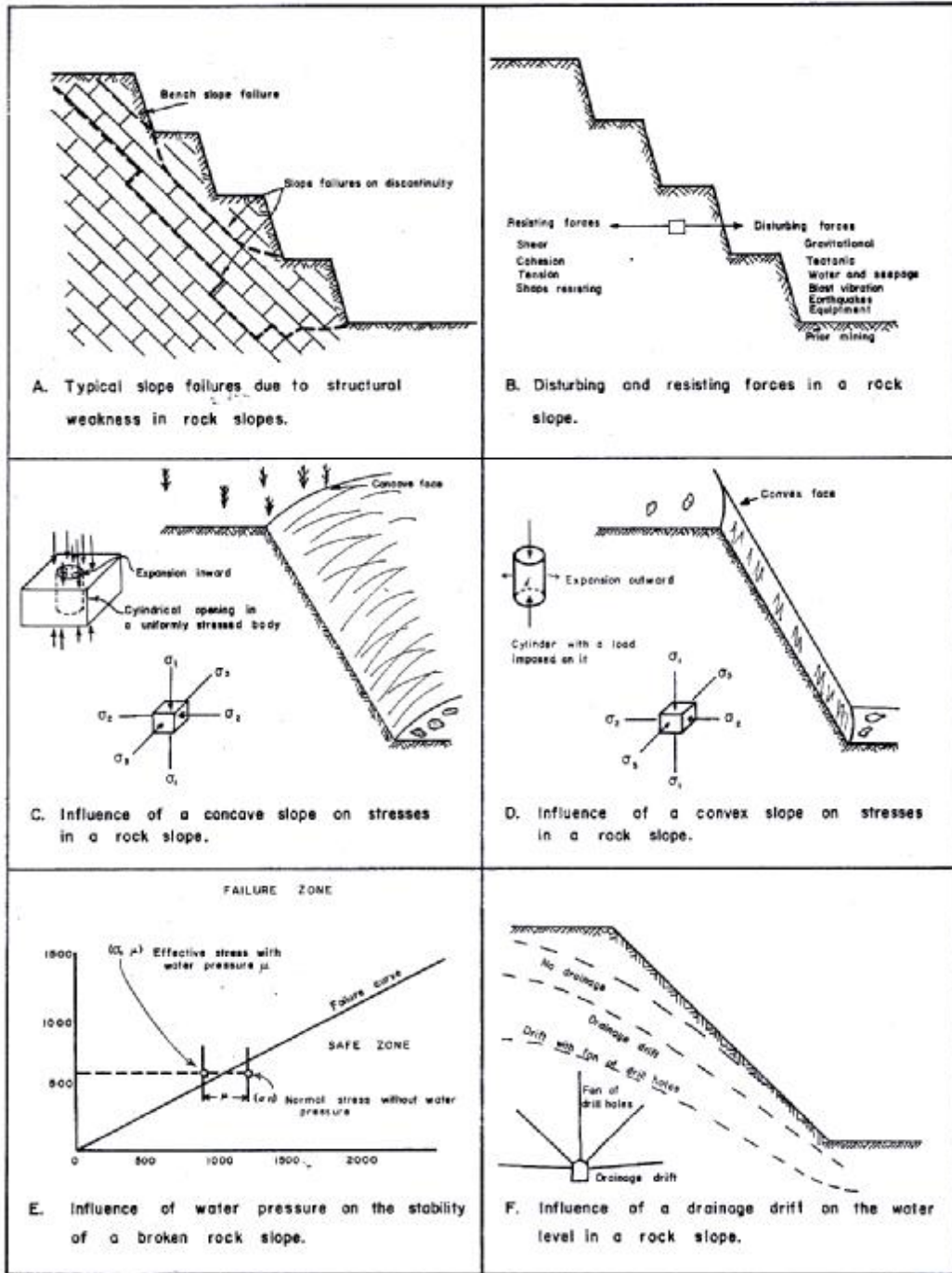
²- Seismic Geophysical Tenchnical

³- Failure Envelope

⁴- Convex

⁵- Concave

SOIL AND ROCK MECHANICS ILLUSTRATED



Pit slopes; stability factors

شکل 8-4- فاکتورهای پایداری شیب در شیب‌های معادن روباز

اثرات آب بیش از این در مورد شیب‌های خاکی توضیح داده شده است و همان تأثیرات دقیقاً برای شیب‌های سنگی نیز برقرار هستند. در شکل (E-4-8)، یک منحنی شکست مواد در یک شیب سنگی نمایش داده شده است. این ماده هیچ مقاومت چسبندگی نداشته و لذا بیشتر به یک خاک شبیه است. اما زاویه اصطکاک درونی آن در حدود 35 درجه است. اگر در هر نوع بارگذاری مقدار تنش‌های برشی و نرمال در زون ایمن قرار گیرند، شیب به عنوان یک شیب ایمن شناخته می‌شود و در صورتی که این مقادیر در زون شکست قرار بگیرند آن شیب احتمالاً غیر ایمن می‌باشد. نفوذ آب به شیب، ایجاد نیروی شناوری کرده و مقدار تنش نرمال به میزان $\frac{1}{2}$ کاهش می‌یابد و روبه‌رو می‌کند. این موضوع خصوصاً در مورد شیب‌هایی مهم است که در زمان خشکی پایدار بوده ولی با نفوذ آب و افزایش رطوبت با خطر شکست روبه‌رو می‌شوند.

همان طوری که در شکل (F-4-8)، نشان داده شده است کانال زهکشی آب در شیب‌ها نقش بسیار مهم دارد. این شکل سطح اولیه آب که بسیار نزدیک به سطح شیب می‌باشد با عبارت بدون زهکشی (No Drainage) نشان داده شده است. در صورت وجود کانال‌های زهکشی، سطح آب پایین‌تر رفته و به خطی که با عبارت کانال زهکشی (Drainage Drift) نشان داده شده است، می‌رسد. با حفر چال‌هایی از کانال زهکشی به سمت دیواره شیب، آب به درون این چال‌ها نفوذ کرده و سطح آب در شیب پایین‌تر رفته و به سطح کانال زهکشی با مجموعه‌ای از چال‌ها (Drift with Fan of Holes) می‌رسد. این سیستم زهکشی آب تأثیر بسزایی در پایداری اکثر شیب‌ها دارد.

5-8- تعیین تنش‌ها در شیب‌ها

یکی از مهمترین مسائل در محاسبه پایداری شیب‌ها، تخمین تنش‌ها در سنگ است. در صورت داشتن پارامترهای فیزیکی سنگ و خاک می‌توان تنش‌ها را با استفاده از محاسبه کرنش‌ها و همچنین فرمول‌های مکانیک و الاستیسیته محاسبه کرد.

در شکل (5-8)، کرنش‌ها و رابطه تنش - کرنش آورده شده است. با دانستن بارهای وارده و مقاوت ماده می‌توان از تئوری‌های مختلف شکست برای تخمین زاویه ایمن¹ شیب استفاده کرد. شکست شیب‌ها به روش‌های مختلفی اتفاق می‌افتد و در نتیجه فرمول‌های مختلفی برای محاسبه زاویه شکست شیب وجود دارد.

¹ - Safe Angle

STRAIN RELATIONSHIPS

(a) (b) (c)

(d)

A. Analysis of plane linear strain relationships.

$$\epsilon_\theta = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} + \frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2} \cos 2\theta + \frac{\gamma}{2} \sin 2\theta$$

(a) (b)

(c) (d)

B. Analysis of plane strain relationships.

$$\frac{\gamma}{2} = -\left(\frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2}\right) \sin 2\theta + \frac{\gamma}{2} \cos 2\theta$$

C. Mohr's circle of strain. Note similarity to Mohr's circle of stress.

D. Application of strain measurements with the 60° or equiangular rosette.

E. Application of strain measurements with the 45° or rectangular strain rosette.

F. Equations of stress and strain.

$$\epsilon_\theta = \epsilon_x \cos^2 \theta + \epsilon_y \sin^2 \theta + \gamma \sin \theta \cos \theta \quad \text{eqn (18-6)} \quad (1)$$

$$\epsilon_\theta = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} + \frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2} \cos 2\theta + \frac{\gamma}{2} \sin 2\theta \quad \text{eqn (18-7)} \quad (2)$$

FROM MOHR'S CIRCLE OF STRAIN (SHOWN IN C) (3)

$$\epsilon_{1,2} = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\epsilon_x - \epsilon_y}{2}\right)^2 + \left(\frac{\gamma}{2}\right)^2}$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_{\theta_1} &= \epsilon_x \cos^2 \theta_1 + \epsilon_y \sin^2 \theta_1 + \gamma \sin \theta_1 \cos \theta_1 \\ \epsilon_{\theta_2} &= \epsilon_x \cos^2 \theta_2 + \epsilon_y \sin^2 \theta_2 + \gamma \sin \theta_2 \cos \theta_2 \\ \epsilon_{\theta_3} &= \epsilon_x \cos^2 \theta_3 + \epsilon_y \sin^2 \theta_3 + \gamma \sin \theta_3 \cos \theta_3 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

FOR 45° ROSETTE

$$\theta_1 = 0^\circ \quad \epsilon_{\theta_1} = \epsilon_x$$

$$\theta_2 = 45^\circ \quad \epsilon_{\theta_2} = \frac{\epsilon_x + \epsilon_y}{2} + \frac{\gamma}{2}$$

$$\theta_3 = 90^\circ \quad \epsilon_{\theta_3} = \epsilon_y$$

$$\epsilon_1 = \frac{\sigma_1}{E} - \mu \frac{\sigma_2}{E}$$

$$\sigma_1 = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_1 + \mu \epsilon_2)$$

FOR 60° ROSETTE

$$\theta_1 = 0^\circ \quad \epsilon_{\theta_1} = \epsilon_x$$

$$\theta_2 = 60^\circ \quad \epsilon_{\theta_2} = \frac{1}{3} (2\epsilon_{60^\circ} + 2\epsilon_{120^\circ} - \epsilon_{90^\circ})$$

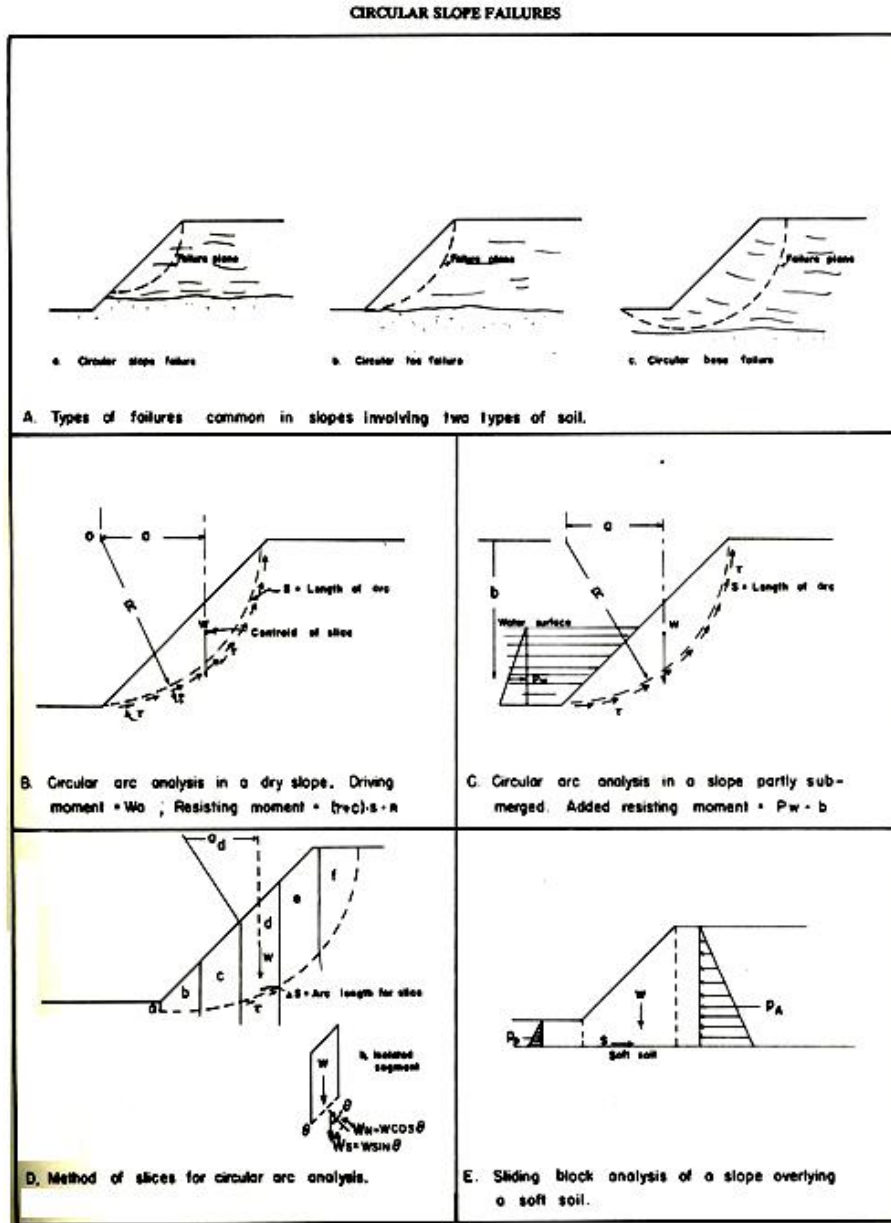
$$\theta_3 = 120^\circ \quad \gamma = \frac{2}{\sqrt{3}} (\epsilon_{60^\circ} - \epsilon_{120^\circ})$$

$$\epsilon_2 = \frac{\sigma_2}{E} - \mu \frac{\sigma_1}{E}$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{1-\mu^2} (\epsilon_2 + \mu \epsilon_1)$$

Strain relationships

شکل 8-5- روابط کرنش



شکل 8-6- شکست دایره‌ای شیب‌ها

در شکل (8-6- B, C, D, E)، تئوری‌های مربوط به شکست قاشقی¹ و صفحه‌ای² شیب‌های خاکی آورده شده است که این تئوری‌ها با قوت و ضعف‌هایی می‌توانند برای آنالیز شکست شیب‌های سنگی مورد استفاده قرار گیرد. متخصصان مخالفند که شکست شیب‌های سنگی دارای کیفیتی همچون شیب

¹- Circular

²- Plane

های خاکی است. شکست در شیب‌های سنگی بسیار پیچیده‌تر از شکست در شیب‌های خاکی است و عموماً شکست‌ها در شیب‌های سنگی از مسیر زون‌های گسلی، درزه‌ها و صفحات ضعیف عبور می‌کند. در شکل (A-7-8)، روش اجزای محدود در محاسبه زاویه شیب ایمن نشان داده شده است. خاک مجاور با سطح شیب به طور دلخواه به شبکه‌ای از المان‌های مثلثی تقسیم می‌شود. با وجود این که این المان‌های مثلثی ظاهراً جدا از هم می‌باشد اما این المان‌ها در نقاط گره‌ای و اضلاع به یکدیگر متصل هستند. ایده پشت این نوع مدل‌سازی این است که می‌توان کل محیط پیوسته را در قالب یک چارچوب سازه‌ای تخمین زد. از المان‌های مثلثی به علت محاسبات کمتر و آسانترشان بیشتر استفاده می‌شوند. در شکل (B-7-8)، روابط بین گره‌ها و نیروها یا تنش‌ها که در یک المان مثلثی اتفاق می‌افتد نشان داده شده است. با استفاده از این شکل‌ها می‌توان روابط خطی بین نیروهای گره‌ای و پارامترهای فیزیکی المان و همچنین روابط خطی برای کرنش‌ها، تنش‌ها و نیروها را بدست آورد. با استفاده از اسم گذاری ماتریسی، این معادلات به راحتی با کامپیوتر قابل حل می‌باشند. البته ریاضیات دخیل در حل این معادلات خارج از بحث است. این نوع سیستم مدل‌سازی بسیار رایج شده و نتایج بسیار خوبی را ارائه داده است. همچون هر تکنیک محاسباتی دیگری نتایج مطمئن، تنها زمانی قابل انتظار هستند که داده‌های اولیه قابل اعتماد و دقیق باشند.

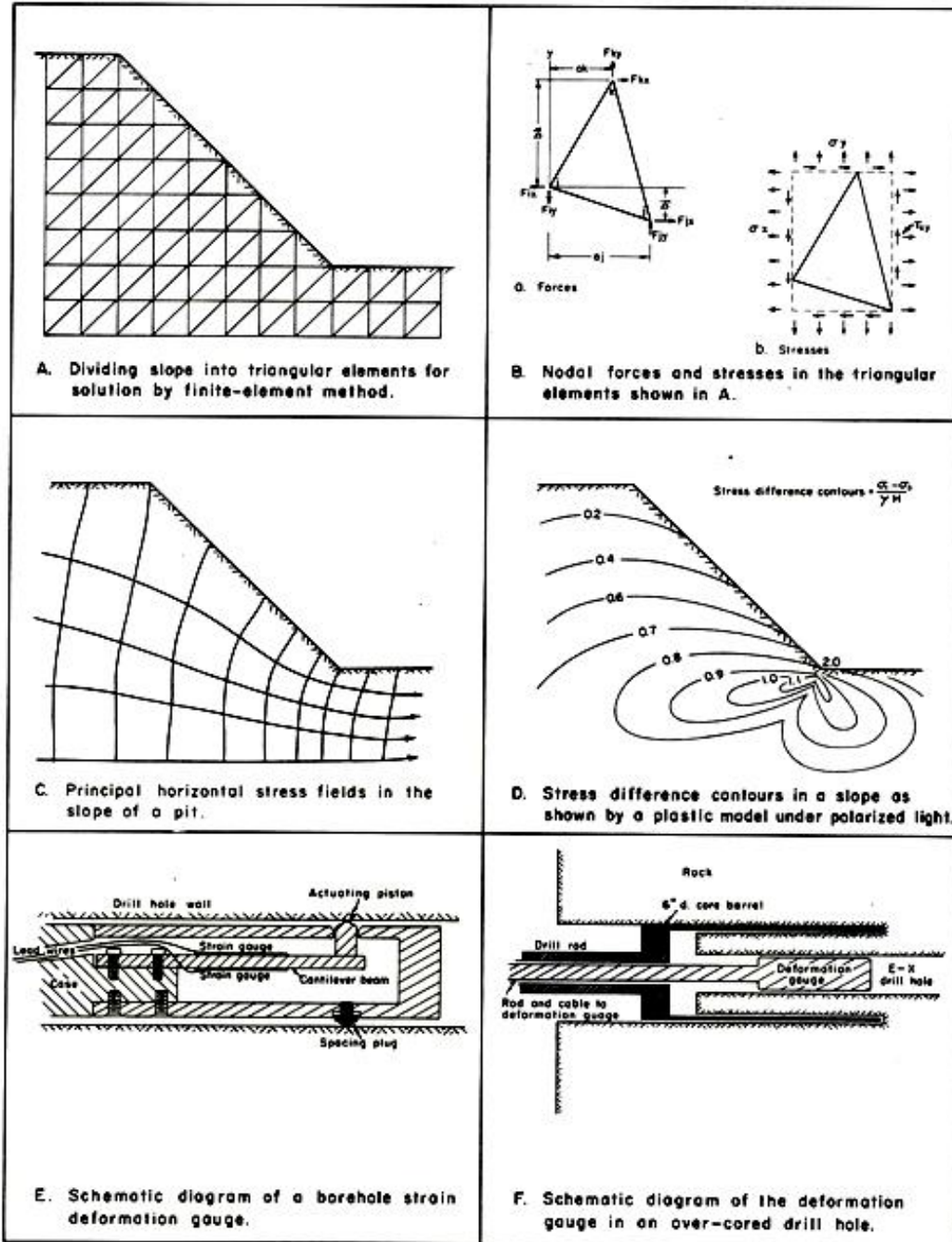
روش سعی و خطا¹ در شکل (C-7-8)، نشان داده شده است. تنش‌های تقریباً موازی و افقی در امتداد شیب، در شکل نشان داده شده‌اند و همان طور که ملاحظه می‌شود مقدار این دو تنش در پایین شیب به یکدیگر بسیار نزدیک می‌شود. خط‌های تقریباً قائم که با روش سعی و خطا رسم می‌گردند، خطوط تقریباً افقی را با زاویه قائم قطع می‌کنند و سطح را به سطح مقطع‌های یکسان تقسیم می‌کنند به طوریکه اضلاع هر مقطع دارای طول یکسان باشند. به طوریکه در شکل (8-8) نشان داده شده است این سیستم بسیار شبیه رسم سیستم خطوط جریان- سیال² در مکانیک سیالات می‌باشد. به طور کلی هر چه این مقاطع کوچکتر باشند تمرکز تنش بیشتر است. مثلاً برای شیب نشان داده شده در شکل (C-7-8)، در نزدیک به پاشنه شیب تمرکز تنش اتفاق می‌افتد.

یکی از روش‌های محاسبه توزیع تنش، شبیه سازی شرایط و آنالیز یک مدل می‌باشد. شکل شیب با استفاده از ماده‌ای از جنس پلاستیک که به نور پلاریزه واکنش نشان می‌دهد، ساخته شده و تحت اثر بارهای مختلف آنالیز می‌شود. همانطور که در شکل (D-7-8)، نشان داده شده است ماکزیمم تنش در پاشنه شیب اتفاق می‌افتد. باید به خاطر داشت که جنس ماده پلاستیک مدل در حقیقت یک ماده

¹- Trial-and-Error System

²- System of Drawing Fluid-Flow Nets

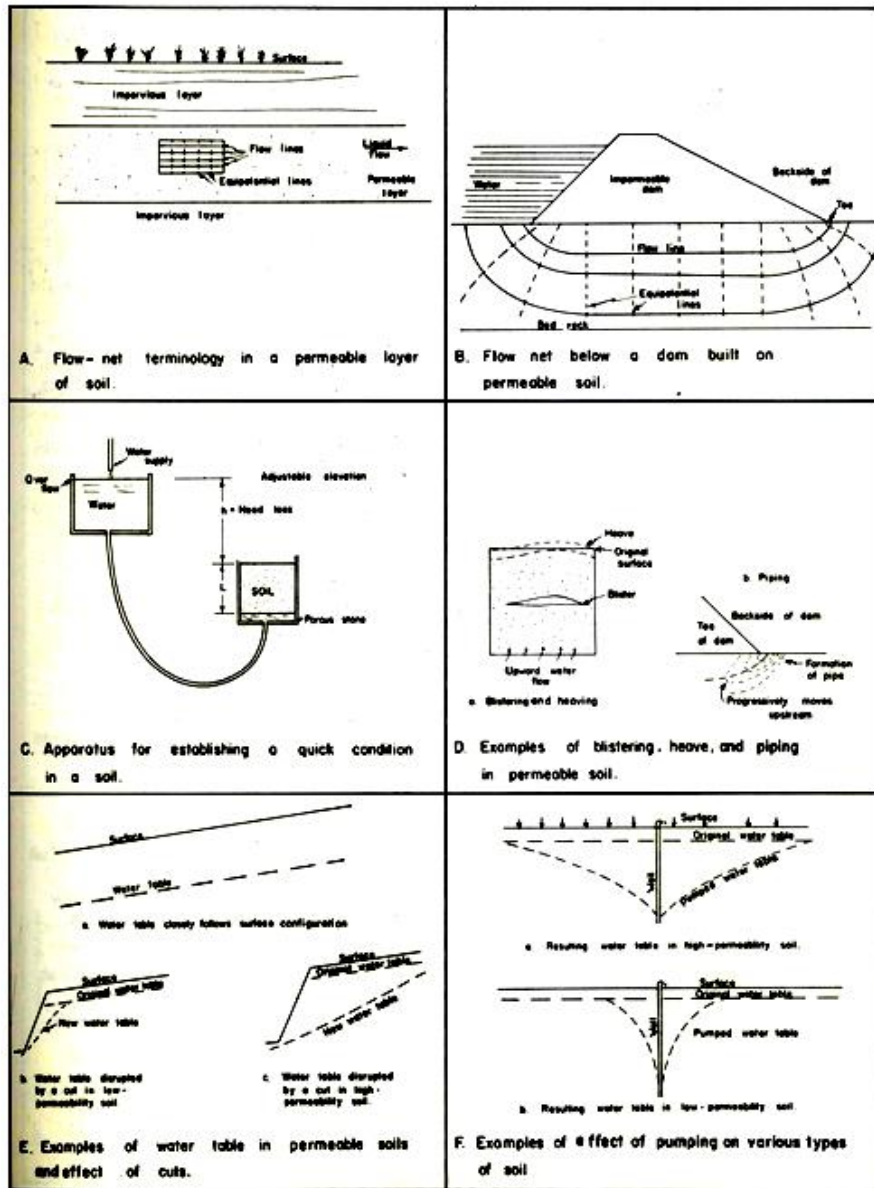
PIT SLOPES



Determining stresses in slopes

شکل 7-8- تعیین وضعیت تنش در شیبها

UNDERGROUND WATER FLOW



Underground water flow

شکل 8-8- جریان آب زیر زمینی

الاستیک است در حالتیکه که جنس دیواره شیب واقعی از نوع غیر الاستیک می باشد. در نتیجه نتایج نشان داده شده در شکل (D-7-8)، تنها تخمینی از شرایط واقعی شیب را ارائه می دهد. وزارت معادن ایالات متحده، کرنش سنجی را طراحی کرده که با قرار دادن آن در داخل چال استاندارد حفر شده در سنگ می توان تغییر شکل برجای سنگ ها را محاسبه کرد. همانطوریکه در شکل (E-6-8)،

نشان داده شده است این کرنش سنج دارای یک پیستون محرک¹ است که به یک تیر کنسول² متصل شده است. با وارد کردن کرنش سنج در حفره، پیستون محرک در تماس با سطح داخلی حفره قرار می-گیرد و داده‌ها از طریق کرنش سنج روی تیر کنسول ثبت می‌شود. همان طور که در شکل (F-6-8)، نشان داده شده است. چال با مته به قطر 6 اینچ دوباره مغزه‌گیری می‌شود. در این حالت استوانه سنگی درون مغزه‌گیر، می‌تواند آزادانه تغییر شکل دهد. مقدار واقعی تغییر شکل که در چال دوباره حفر شده اتفاق افتاده، به وسیله کرنش سنج ثبت می‌گردد. کرنش سنج دوباره در عمقی بیشتر در چال فرو برده می‌شود و این در حالی است که با زاویه‌ای برابر 60 درجه نسبت به حالت اولیه در چال قرار گرفته است و چال دوباره مغزه‌گیری می‌شود و اطلاعات ثبت می‌گردد. با استفاده از تئوری الاستیسیته³ می‌توان جهت کرنش‌های اصلی را با این اطلاعات بدست آورد. در صورت داشتن پارامترهای فیزیکی سنگ⁴ می‌توان مقدار و جهت تنش‌های اصلی را نیز با استفاده از کرنش‌های اصلی محاسبه کرد. زون‌های ماکزیمم تنش⁵، در مجاورت هر نوع بازشدگی را نیز می‌توان با این روش محاسبه کرد.

مراجع درس مکانیک سنگ

- 1) Bieniawski. Z. T, 1989. Engineering Rock Mass Classifications. John Wiley & Sons.
- 2) Shawani Siagh & Goel. R. K, 1999. Rock Mass Classification. ELSEVIER oxford, England.
- 3) Afrouz. Andy. A, 1992. Rock Mass Classification Systems and Modes of Ground Failure. CRC Press, Boca Raton, Ann Arbor, London, Tokyo.
- 4) Vutukuri Venkata. S. Rock Testing and Instrumentation. University of Wollengong., Australia.
- 5) Tutuloglu. L., 1990. Rock Mechanics Course Notes. (METU)
- 6) Amadei. B & Sphanssen. O, 1997. Rock Stress & Its Measurement. CHAPMAN & HALL, London. England
- 7) Edelbro. C, 2003. (Technical Report) Rock Mass, Strength. LuSa University of Technology.
- 8) Hudson John. A & Harrison John. P, 1997. Engineering Rock Mechanics. Pergamon.
- 9) Stout. Koehler. S. 1975. Soil and Rock Mechanics Illustrated. Montana College of Mineral Science and Technology.
- 10) Budavari S, 1983. Rock Mechanics in Mining Practice. South African Institute of Mining and Metallurgy.

¹- Movable Actuating Piston

²- Cantilever Beam

³- Theory of Elasticity

⁴- Parameters of the Rock

⁵- Zones of Maximum Stress

- 11) Goodman. Richard. E & Shi. Gen-hua, 1985. Block Theory and its Application to Rock Engineering. Hall, Englewood Cliffs, New jersey.
- 12) Salamon. M. D. G & Oravecz. K. I, 1976. Rock Mechanics in Coal Mining. Chamber of Mines of South Africa.
- 13) Thiel. Kazimierz, 1989. Rock Mechanics in Hydro Engineering. Eisevir, Amsterdam, Netherland.
- 14) Stavrogin. A. N. & Tarasov. B. G, 2001. Experimental Physics and Rock Mechanics. A. A. Balkema Publishers.
- 15) Brown. E. T. 1987. Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics. London, Allen & Unwin.
- 16) Bell. F. G, 1983. Engineering Properties of Soil and Rocks, Butter worths.
- 17) Jaeger. C, 2007. Rock Mechanics and Engineering. Cambridge University Press. (fourth edition).
- 18) Maury Vincent, 1991. Rock Mechanics, Volume 1, Theoretical Fundamentals. Edition Technip.
- 19) Fair Hurst. Charles, 1997, Rock Mechanics, Volume 2, petroleum Application. Edition Techriip.
- 20) Franklin John. A & Dusseault. Maurice. B, 1989. Rock Engineering. Mc Graw-Hill, New York.
- 21) Hudson. John. A, 1992. Rock Engineering Systems Theory and Practice. Ellis Horwood, New York.
- 22) Pusch. R, 1994. Waste Disposal in Rock, Elsevier, London, England.
- 23) Coates, D.F., 1964. Rock mechanics principles, Mines Branch Monographs 874, Ottawa, Canada.
- 24) Obert, L., Duvall.W., 1967. Rock mechanics and the design of structures in rock, John Willer and Sons. New York, USA.
- 25)Walter Wittke., 1990. Rock mechanics, Springer,verlag. Berlin, Germany.
- 26) Jumikis, A.R., 1983. Rock mechanics, Transtech, clausthal, Germans.
- 27) Asszonyi. C & Richter. R, 1979.The Continuum Theory of Rock Mechanics. Trans Tech Publication.
- 28) G. Herget, 1988, Stresses In Rock, Balkema, and Rotterdam, Netherlands.
- 29) Venkata S Vutukurl, 1994, Rock Testing and Instrumentation, UNSW, Australia.
- 30) E. Hoek, 2000, Rock Engineering, Internet.
- 31) S.Vailiappan, 1981, Continuum Mechanics, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- 32) Mervyn S Paterson, 1978, Experimental Rock Deformation-The Brittle Field, Springer Verlag, Berlin, Germany.
- 33) D.Priest, 1985, Hemispherical Projection Methods in Rock Mechanics, Georg Allen & Unwin, Sydney, Australia.
- 34) B.Inndraranta &Asadul Haque, 2000, Shear Behavior of Rock Joints, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- 35) C.A.Baar, 1977, Applied Salt Rock Mechanics, Elsevier, oxford, England.
- 36) S) N.Cristescu, 1989, Rock Rheology, Kluver Academic, Boston, USA.
- 37) M.J.Keadwell, 1984, Rheology and Soil Mechanics Elsevier, New York, USA.
- 38) N.D.Cristescu& U.Hunsche, 1998, Time Effects in Rock Mechanics, New York USA.
- 39) M.L.Jermic, 1994, Rock Mechanics In Salt Mining, Balkema, Rotterdam, Netherlands.

- 39) Z.T, Bieniawiki, 1992, Design Methodology in Rock Engineering, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- 40) W.Zhu, J.Zhao, 2004, Stability Analysis and Modeling of Underground Excavations in Fractured Rocks Elsevier, Oxford, England.
- 41) R.S.Sinha, 1989, Underground Structures, Design and Instrumentation. Elsevier, Oxford, England.
- 42) Zhang, 2005, engineering properties of Rock, Elsevier, Oxford. England.
- 43) Pariseau, 2007, Design Analysis in Rock Mechanics, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- 44) I.A.Turchaninov, M.A.Iofis, E.V.Kasparyan, 1977, Principles of Rock Mechanics, Terraspace Inc.Maryland, USA.
- 45) B.H.G.Brady& E.T.Brown, 1985 Rock Mechanics for Underground Mining, George Allen & UNWIN, Sydney, Australia.
- 46)R.E.Goodman,1976, Methods of Geological Engineering, West Publishing Co. New York, USA.
- 47) W.A.HustrulidM.K.Mc Carter,D.J.A.Van Zyl,2000,Slope Stability in Surface Mining,SME,Colorado, USA.
- 48) Goodman, R.E., introduction to rock mechanics, 1989.John willeg & sons, New york, USA.(second edition).
- 49) Stag, K.G., Zieokiewicz.O.C., 1968. Rock mechanics in engineering. John willeg & sons, New york, USA
- 50) Rzhovsky., Novik, G., 1971. The physics of rocks. Mir publishers. Moskow.
- 51) Nick Barton, 2007, rock quality, seismic velocity. Taylor & Francis. London.
- 52) I. Farmer., 1982. Engineering behavior of rock. Chapman & Hall, London.

روش‌های آزمایشگاهی

هدف از کاربرد علم مکانیک سنگ در تطبیقات مهندسی معدن و ساختمان ارائه روشهای مناسب برای طراحی ایمنی و اقتصادی حفاریهایی است که در درون سنگ صورت می‌گیرد. در مراحل اولیه (پیش طراحی) هدف تخمین و یا پیش بینی رفتار سنگی است که در داخل آن می‌خواهیم حفاری نماییم. برای این خاطر به غیر از وضعیت تنش در منطقه حفاری اطلاع از خواص سنگ خواه به طور ماده و خواه به صورت توده لازم و ضروری است. پایداری یا عدم پایداری کارهای حاصل از حفاری مثل پله‌ها، گالری‌ها و یالنگه‌ها را می‌توان به کمک تعدادی از معیارهای شکست که توسط محققین مختلفی ارائه شده پیش بینی کرد. به همین سبب برای استفاده از معیارهای فوق اطلاع از متغیرهایی مثل تنش‌های زمین و همچنین خواص سنگها برای جاگذاری در معادلات ریاضی لازم و ضروری است. فقط خواص سنگ را با استفاده از آزمایشهای درجا و آزمایشگاهی می‌توان بدست آورد. در تعیین خواص سنگها بعوان یک مهندس اولین نقطه‌ای که بایستی توجه کرد این است که توده سنگ از یک سری ناپیوستگی‌ها مثل لایه بندی، درزه، گسل و بلوک‌های سالم سنگ تشکیل شده است. بنابراین در حین تعیین خواص مکانیکی آنها را هم به صورت ماده، هم به صورت توده بایستی مورد ملاحظه قرار دهیم و آزمایش مناسب با احتیاج و سوال مورد نظر بایستی انجام داد.

تهیه نمونه های سنگ برای کارهای آزمایشگاهی:

این کار شامل پنج مرحله اساسی است:

- 1- گرفتن نمونه از محل
- 2- حفظ و نگهداری نمونه
- 3- حمل نمونه به آزمایشگاه
- 4- حفظ نمونه در آزمایشگاه
- 5- آماده سازی نمونه برای آزمایش

آماده سازی نمونه برای آزمایش:

نمونه های استوانه ای شکل را به اندازه مورد نظر در آزمایش می‌بریم. اگر چنانچه نمونه به صورت بلوک به آزمایشگاه آورده شده است از این بلوک‌ها به روش مغزه گیری نمونه های استوانه ای تهیه کرده و سپس به ابعاد مناسب بریده می‌شوند.

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

در یک آزمایشگاه تهیه نمونه بایستی دستگاههای زیر وجود داشته باشد:

1- دستگاه برش مغزه و نمونه (اره)

2- دستگاه مغزه گیری

3- دستگاه پولیش برای صاف کردن سطوح (ساب)

برنامه آزمایش های آزمایشگاهی:

به طور کلی آزمایشها به دو دسته تقسیم می شوند:

1- آزمایشگاههای ایندکس برای مقاصد طبقه بندی

2- آزمایشهای طراحی (مثلاً برای روش المان های محدود، مقاومت فشاری، مدول الاستیته E ، وزن

مخصوص γ به صورت عددی ارائه می شود)

واحدهای مورد استفاده SI و روش های مورد استفاده و پیشنهادی ISRM است.

آزمایش 1

تعیین مقاومت فشاری یک محوری

1- هدف از آزمایش

قابلیت تاب آوری سنگها را قبل از شکست در مقابل نیروهای فشاری را مقاومت فشاری می نامند. هدف از آزمایش پیدا کردن مقاومت نمونه های مکعبی و یا استوانه ای سنگ در مقابل نیروهای فشاری قائم و یک محوری می باشد. مقاومت فشاری سنگها هم برای مقاصد رده بندی و هم برای مقاصد طراحی مورد نیاز می باشد.

2- دستگاه آزمایش

دستگاه بارگذاری یک محوره از نوع E.L.E ساخت انگلیس

3- مراحل انجام آزمایش

نمونه ها ترجیحاً استوانه ای شکل با نسبت طول به قطر $(L/D) 3-2/5$ می باشند. اگر نسبت طول به قطر نمونه کوچک باشد. تنشهایی در جهت های دیگر غیر از جهت بارگذاری در نمونه ایجاد می گردد و نیز صفحات احتمالی برش کاملاً به صورت آزاد تشکیل نمی شود و بنابراین مقاومت بدست آمده بیش از مقاومت واقعی ظاهر خواهد شد.

• قطر نمونه حداقل بایستی 10 برابر قطر بزرگترین دانه موجود در سنگ باشد و با حساسیت 0.1mm بایستی اندازه گیری شود.

• ارتفاع نمونه نیز بایستی با حساسیت 0.1mm اندازه گیری شود.

• انتهای نمونه بایستی کاملاً مسطح (ناهمواربهایش بیش از 0.02mm نباشد) و دقیقاً بر محور نمونه عمود باشد. (انحراف مجاز $(0.05mm/5mm)$ 0.001rad می باشد).

• سطوح جانبی نمونه نیز باید کاملاً صاف و صیقلی باشند. (ناهمواربهایش بیش از 0.3mm نباشد).

• نمونه هایی که برای این آزمایش در نظر گرفته می شوند، نباید بش از 30 روز در انبار مانده باشند.

• تعداد نمونه های لازم با توجه به تجربیات و روابط خاص انتخاب می شوند و ترجیحاً 5 عدد می باشند.

• مقادیری که برای مقاومت بدست می آید بر حسب سرعت بارگذاری فرق می کنند، به طوری که با افزایش سرعت نسبی بارگذاری مقدار اندازه گیری شده مقاومت و مدول الاستیسیته افزایش یافته و مقدار تغییر طول نسبی متناظر با وضعیت شروع شکست سنگ کاهش می یابد. توصیه می شود که، سرعت بارگذاری 0.5-1Mpa/Sec باشد، به طوری که شکست ظرف 5 تا 10 دقیقه رخ دهد.

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

با توجه به مطالب بالا برای انجام آزمایش دستگاهی لازم داریم که بتواند سرعت بارگذاری را کنترل کرده و مقدار بار وارده را در لحظه شکست نشان دهد. (بار وارد بر نمونه بر حسب KN،MN با حساسیت 1% اندازه گیری می شود).

4- محاسبه مقاومت

مقدار مقاومت فشاری نمونه که مقاومت فشاری تک محوری نیز نامیده می شود، عبارت است از:

$$s = \frac{P}{A}$$

که در این رابطه P نیروی نهایی لازم برای شکستن نمونه و A سطح مقطع نمونه عمود بر امتداد بار وارده و سطح مقطع اولیه است.

5- نحوه گزارش نتایج

5-1- مشخصات نمونه

(A) نوع سنگ

(B) جهت یافتگی محور بارگذاری نسبت به آنیزوتروپی موجود در نمونه

(C) شکل نمونه

(D) قطر نمونه

(E) ارتفاع نمونه

(F) منشاء نمونه (محل جغرافیایی نمونه، عمق، تاریخ و روش نگهداری نمونه و ...)

(G) محتوای آب، درجه اشباعیت و نفوذ پذیری

(H) وزن نمونه

(J) حجم نمونه

(K) وزن مخصوص

(L) تعداد نمونه مورد آزمایش

5-2- شرایط آزمایش:

(A) تاریخ آزمایش

(B) نوع دستگاه آزمایش

(C) سرعت بارگذاری

(D) مدت زمان انجام آزمایش

5-3- نتایج نهایی:

(A) نحوه شکست

(B) بار در لحظه شکست (P) بر حسب KN

(C) مساحت سطح مقطع (A) بر حسب mm^2 .

(D) مقاومت فشاری یک محوری نمونه بر حسب MPa

آزمایش شماره 2

تعیین مقاومت فشاری و کششی نمونه های منظم و نامنظم تحت بارگذاری نقطه ای

هدف آزمایش

هدف این آزمایش بعنوان یک آزمایش ایندکس برای رده بندی سنگها بکار گرفته می شود. با استفاده از نتایج آزمایش می توان مقاومت فشاری و کششی سنگ بکر را نیز بدست آورد. روش بار نقطه ای Broch and Francklin, Reichmuth شرح داده شده بر این اساس استوار است که نمونه ای بین دو فک فولادی با انتهای مخروطی تحت فشار استاتیک قرار می گیرد تا اینکه شکسته شود، اگر مقدار نیروی موجود شکسته شده P باشد، شاخص بار نقطه ای عبارت است از:

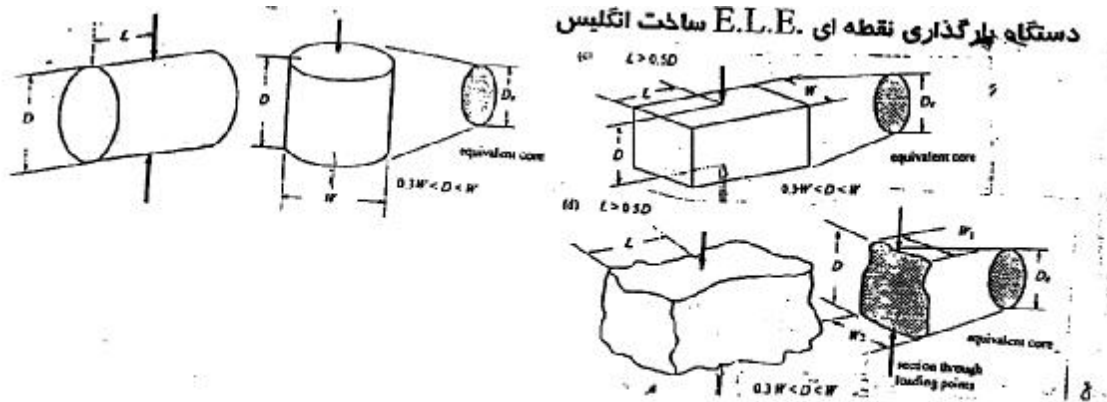
$$I_S = \frac{P}{D_e^2}$$

در این رابطه D_e برابر با قطر معادل می باشد که از رابطه زیر محاسبه می شود:

$$D_e^2 = 4 \frac{A}{p}, \quad A = W \times D$$

که A عبارت است از مساحت سطح بارگذاری که ازان تهای فک دستگاه می گذرد. بنابراین این آزمایش برای نمونه های منظم و نمونه های نامنظم کاربرد دارد و به طور کلی جزو آزمایشهای ایندکس است.

دستگاه آزمایش (دستگاه بارگذاری نقطه ای E.L.E ساخت انگلیس)



مراحل انجام آزمایش

- 1- نمونه سنگ را با توجه به شرایط لازم تهیه می کنیم.
 - 2- بسته به نوع آزمایش، نمونه به تعداد کافی تهیه می شود.
 - 3- برای نتیجه گیری بهتر لازم است که نمونه در دو حالت خشک و اشباع از آب تست شود.
- (A) برای آزمایش قطری نمونه های استوانه ای شکل با نسبت طول بر عرض بیشتر از یک مناسبتر است.
- (B) حداقل تعداد ده نمونه مورد آزمایش قرار می گیرد در صورتی که نمونه هموزن نباشد تعداد نمونه افزایش می یابد.
- (C) نمونه در زیر دستگاه قرار داده می شود و بایستی دقت کرد که فاصله نقطه تماس فک دستگاه تا انتهای نمونه (سطح آزاد) از $0.5D$ کمتر نباشد.
- (D) اندازه D (قطر) با حساسیت 0.2 اندازه گیری می شود.
- (E) بار به ملایمت افزایش داده می شود، به طوری که نمونه در عرض 10 تا 60 ثانیه بشکند.
- (F) بار P که باعث شکست شده یادداشت می شوند.
- (G) مراحل فوق برای همه نمونه ها تکرار می شوند.
- (H) مدت قرار گیری نمونه ها در آب حداقل 24 ساعت بوده و برای نمونه های خشک حداکثر زمان قرار گیری در خشک کن 24 ساعت می باشد (در دمای 105 درجه سانتی گراد).
- برای نمونه های بدون شکل نیز مراحل آزمایش شبیه مراحل بالاست با این تفاوت که تعداد نمونه های آزمایش زیاد می شود.

محاسبات

1 - در تست بار نقطه ای ترجیحاً باید از نمونه ای استوانه ای که طول آن $1/4$ برابر قطر آن است. استفاده شود که این نمونه ها را می توان مستقیماً از مغزه های گمانه زنی و حفاری بدست آورد و یا در آزمایشگاه توسط دستگاه مغزه گیری تهیه کرد. برای نمونه های استوانه ای شکل آزمایش به دو صورت کاربرد دارد:

الف - آزمایش قطری

$$I_S = \frac{P}{D^2}$$

ب - آزمایش محوری

$$A = D \times W \rightarrow D_e^2 = 4 \frac{A}{p}, \quad I_S = \frac{P}{D_e^2}$$

2- در این تست نمونه ها می توانند دارای شکل معکبی باشند، که در این صورت دو حالت وجود دارد:

الف - منظم

$$A = D \times W \rightarrow D_e^2 = 4 \frac{A}{p}, \quad I_S = \frac{P}{D_e^2}$$

ب - نامنظم

$$W = \frac{W_1 + W_2}{2} \text{ (عرض معادل)}$$

(فاصله بین دو فک دستگاه در لحظه شکست) $A = W.D$

$$D_e^2 = 4 \frac{A}{p}, \quad I_S = \frac{P}{D_e^2}$$

لازم بذکر است که در این حالت نسبت D/W بین 1-0.3 است.

برای تعیین مقاومت فشاری تک محوری سنگ از رابطه زیر استفاده می شود:

$$S_C = 24 I_{S(50)}$$

در روابط فوق علامت (50) بیان کننده شاخص بار نقطه ای برای نمونه ای با قطر معادل 50 میلیمتر است بنابراین برای تبدیل I_S به $I_{S(50)}$ از یک ضریب اصلاحی استفاده می کنیم که به صورت زیر محاسبه می شود:

$$F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.45} \quad \text{یا} \quad F = \left(\frac{D_e}{50} \right)^{0.5}$$

$$I_{SA(50)} = I_S \cdot F$$

برای تعیین مقاومت کششی از رابطه زیر استفاده کرد:

$$S_T = \frac{I_s(50)}{0.8}$$

لازم بذکر است که در این آزمایش نمونه بایستی در امتداد صفحه خاص بشکند، اگر نمونه از یک قسمت بشکند، قابل قبول نیست. در این آزمایش علاوه بر تعیین مقاومت فشاری و کششی نمونه می توان ایندکس آنیزوتروپی نمونه را نیز تعیین کرد، که بصورت زیر است:

$$I_{SA(50)} = \frac{I_s(50) \perp}{I_s(50) \underline{P}}$$

که هر چه $I_{SA(50)}$ به عدد یک نزدیکتر باشد، نمونه ایزوتروپ تر است.

نحوه گزارش نتایج

الف - برای نمونه های منظم در دو حالت خشک و تر

ب - برای نمونه های نامنظم در دو حالت خشک و تر

1 - مشخصات نمونه:

(A) وضعیت سنگ شناسی نمونه ها

(B) محل جغرافیایی، عمق، تاریخ، و روش نمونه گیری و شرایط نگهداری

(C) تعداد نمونه های مورد آزمایش

(D) ابعاد نمونه ها بر حسب نوع نمونه

(E) محتوای آب و درجه اشباعیت

(F) سایر اطلاعات در مورد نمونه ها

2- شرایط آزمایش:

(A) تاریخ آزمایش

(B) نوع دستگاه آزمایش

(C) سرعت بارگذاری

(D) مدت زمان انجام آزمایش

(E) شرایط بارگذاری و وضعیت آن نسبت به آنیزوتروپی سنگ

آزمایش شماره 3

سرعت انتشار موج در داخل سنگ (اولتراسونیک)

هدف از آزمایش

اندازه گیری سرعت انتشار امواج الاستیک دستگاه آزمایش، در این آزمایش از دستگاهی به نام Pandi (اولتراسیون) استفاده می شود، سیستم الکترونیکی دستگاه بایستی مناسب برای انجام آزمایش باشد، برای جلوگیری از آسیب رسیدن به سیستم بایستی از ولتاژ مجاز تجاوز کرد. لازم به ذکر است این آزمایش جزو روشهای غیر مخرب است (nondestructive method) می باشد.

مراحل و شرایط آزمایش

- (a) بایستی در حین گرفتن نمونه (نمونه گیری)، حمل و نقل، آماده سازی و نگهداری نمونه حداکثر وقت صورت بگیرد تا از هر گونه آسیب مکانیکی به آن جلوگیری شود.
- (b) سطح تماس هر یک از transducer (نوعی تبدیل کننده ضربه به موج و بلعکس است) باید صاف و صیقلی باشد.
- (c) نمونه های خشک بایستی در داخل دستگاه خشکن خشک شده باشد.
- (d) نمونه های اشباع از آب بایستی تا قبل از انجام آزمایش در غوطه ور بوده و اگر قرار است سرعت موج در محل لغزه گیری شود، جهت آماده سازی، حداکثر وقت بایستی به خرج داده شود.
- (e) در زمان نگهداری، نمونه بایستی در داخل کیسه های پلاستیکی مخصوص ضد رطوبت قرار گیرد.
- (f) نمونه های چهار گوش، استوانه ای و حتی کره ای شکل برای انجام آزمایش مورد استفاده قرار می گیرد.
- (g) عرض نمونه (عمود بر جهت حرکت موج) حداقل بایستی 10 برابر طول موج و مسافت طی شده توسط موج در داخل نمونه حداقل بایستی 10 برابر متوسط ابعاد دانه های سنگ باشد.
- (h) فرستنده را با فشاری حدود 10 N/cm^2 در وسط صفحه مورد نظر قرار می دهیم. برای انتقال هر چه بهتر انرژی فرستنده و گیرنده کارهای زیر را می توان انجام داد:
 - 1- سطح تماس را می توان صیقل داد
 - 2- از روغن و با گریسهای مخصوص استفاده کرد.
 - 3- با استفاده از اتصالی و چسب فرستنده و گیرنده را به سنگ محکم کرد.
- (I) فرستنده و گیرنده را در ابتدا و انتهای نمونه قرار داده و سرعت موج (V_p) را با استفاده از مدت زمان عبور موج حساب می شوند. لازم به ذکر است که قبل از آزمایش دستگاه را بایستی توسط میله فلزی مخصوص تنظیم کنیم.

محاسبات مربوط به آزمایش

وقتی آزمایش انجام شد، سرعت را با استفاده از رابطه زیر محاسبه می کنیم:

$$V_p = d \times t_p^{-1}$$

Vp: سرعت موج D: طول نمونه Tp: مدت زمان عبور موج

نحوه گزارش نتایج

- (a) لیتولوژی سنگ
- (b) منشأ نمونه (محل جغرافیایی، عمق نمونه گیری، روش و تاریخ نمونه گیری و شرایط نگهداری در انبار و ...)
- (c) ابعاد نمونه و شکل هندسی آن
- (d) نحوه گرفتن نمونه (آشباری - گمانه زنی)
- (e) شرح پتروگرافی نمونه (وجود یا عدم وجود میکروشکافها)
- (f) نحوه آماده سازی نمونه
- (g) روش اجرای آزمایش (اطلاعات مربوط به دستگاه آزمایش، نحوه تماس نمونه به فرستنده و گیرنده)
- (h) تنش وارد بر نمونه
- (i) تمامی خواص فیزیکی موجود در سنگ (وزن مخصوص، تخلخل، نفوذ پذیری)
- (j) اطلاعات مربوط به تغییرات سرعت (درجه حرارت اتاق، شرایط اتمسفری و ...)
- (k) قابلیت تکرار
- (m) تغییرات سرعت در طول نمونه (سرعت متوسط، خطای متوسط و حداکثر انحراف)

آزمایش شماره 4

آزمایش دوام (slake durability test)

هدف آزمایش

سنگ هایی مثل مارن و سنگ رس و هم چنین سنگ هایی که حاوی رس می باشند در صورتی که تحت تأثیر فرسایش های ناشی از خشک و ترشدنهای متوالی کوتاه مدت قرار گیرند تمایل به تورم و سست شدگی و خردایش پیدا می کنند. برای پیش بینی چنین رفتاری نیاز به آزمایشات مختلفی می باشد. این آزمایش ها از نوع ایندکس بوده و برای طبقه بندی سنگها و مقایسه آنها با همدیگر بکار گرفته می شوند. آزمایش دوام نیز برای اندازه گیری مقاومت سنگهای سست و حاوی رس در برابر خردایش و فرسایش از نوع ایندکس بوده و در دو دوره متوالی تر و خشک شدن انجام می شود.

مراحل انجام آزمایش

(A) یک نمونه معرف که از توده تکه تشکیل شده و هر کدام به وزن 40-60gr یعنی با وزن کلی 450-550gr این تکه ها تقریباً گرد بوده و نایستی دارای گوشه های تند باشند.

(B) نمونه در دال استوانه تمیز قرار داده می شود و سپس در خشک کن به مدت 4 الی 6 ساعت با دمای 105 درجه سانتیگراد قرار داده می شود. بعد از این مدت، وزن نمونه همراه با استوانه اندازه گیری می شود.

$$A = \text{استوانه} + \text{وزن نمونه}$$

(C) بعد از خشک شدن نمونه ها، نمونه ها همراه استوانه اندازه گیری می شوند.

(D) ظرف پایینی تا 20mm زیر محور با آب 20 درجه سانتیگراد پر شده و استوانه 200 دور به مدت 10 دقیقه چرخانده می شود.

(E) استوانه باز شده داخل خشک کن 105 درجه سانتیگراد به مدت 4-6 ساعت قرار داده می شود. سپس وزن نمونه ها همراه استوانه اندازه گیری می شود.

$$B = \text{استوانه} + \text{وزن نمونه}$$

(F) مراحل c تا e دوباره تکرار شوند و وزن نمونه ها همراه استوانه اندازه گیری می شود.

$$C = \text{استوانه} + \text{وزن نمونه}$$

(j) استوانه با استفاده از برس تمیز و وزن می شود.

$$D = \text{استوانه} + \text{وزن نمونه}$$

محاسبه نتایج آزمایش

ایندکس دوام با استفاده از رابطه زیر برای مرحله اول و دوم محاسبه می شود.

$$I_{d1} = \frac{B-D}{A-D} \times 100$$

$$I_{d2} = \frac{C-D}{A-D} \times 100$$

با توجه به نتایج حاصل سنگ در یکی از رده های زیر قرار می گیرد.

Id_1 %	Id_2 %	رده بندی
0-60	0-30	خیلی پایین
60-85	30-60	پایین (کم دوام)

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

85-95	60-85	متوسط
95-98	85-95	بالا متوسط
98-99	95-98	بالا
99-100	> 98	خیلی بالا

نحوه گزارش نتایج

1 - مشخصات نمونه:

- (a) وضعیت لیتولوژی سنگ
 (b) منشاء نمونه تاریخ و روش نمونه گیری و مدت زمان نگهداری در انبار
 (c) تعداد نمونه
 (d) محتوای اب و درجه اشباعیت
 2- شرایط آزمایش:

- (a) تاریخ آزمایش و نوع آزمایش
 (b) مدت زمان قرار گیری نمونه ها در خشک کن در مرحله
 (c) سرعت چرخش استوانه ها
 (d) نوع و درجه حرارت آب

نتایج آزمایش

- (a) ایندکس دوام با سیکل دوم با تقریب 0.1% و رده بندی
 (b) شکل ظاهری قطعات باقیمانده در استوانه و شکل ظاهری مواد که از توری گذشته است.

آزمایش 5

چکش اشمیت

هدف از آزمایش

اندازه گیری مقاومت و مدول الاستیسیته سنگ به وسیله چکش اشمیت

دستگاه آزمایش

جهت آزمون تعیین سختی با چکش اشمیت انواع مختلفی چکش اشمیت وجود دارد که در اینجا از یک چکش نوع L که در آزمونهای سنگ بکار می رود استفاده شده است که (شکل و اجزاء چکش و نحوه

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

کاربرد آن ضمیمه شده است) بر اساس مقدار برگشت وزنه (فتر داخل چکش به هنگام فشرده شدن حدود 0/74 نیوتن متر انرژی ذخیره می کند) به عقب پس از برخورد با نمونه، سختی اشمیت اندازه گیری می شود.

امتداد چکش در حین آزمایش در مقدار بدست آمده سختی اشمیت تأثیر دارد و در حالت قائم به طرف بالا بیشترین مقدار سختی اشمیت بدست می آید، بدین منظور منحنی هایی ارائه شده است که تأثیر امتداد چکش را نشان می دهد که این منحنی ها ضمیمه می باشند.

مراحل انجام آزمایش

- (a) قبل از آزمایش بایستی دستگاه کالیبره شود.
- (b) نمونه مورد استفاده بایستی نمونه معرف باشد، در صورت امکان قطعات بزرگتر سنگ برای آزمایش استفاده شود. چکش نوع L بایستی برای نمونه های مغزه ای NX (54 میلیمتر) و یا بزرگتر و نمونه های بلوکی با بال بیشتر از 6 سانتی متر بکار رود.
- (c) سطح نمونه در محل آزمایش بایستی صاف و مسطح باشد. این سطح تا عمق 6 سانتی متری بایستی عاری از درزه و شکاف و ناپیوستگی باشد.
- (d) نمونه ها را بایستی طوری حکم قرار داد که از هر گونه ارتعاش و حرکت در این آزمایش جلوگیری شود. بدین منظور در آزمایشگاه نمونه بایستی روی صفحه فلزی با وزن بیش از 20 کیلوگرم قرار داده شود و با از دستگاه مخصوص نمونه گیر استفاده کرد.
- (e) سختی اشمیت حاصل بسته به جهت آزمایش فرق خواهد کرد، پیشنهاد می شود که چکش اشمیت در سه جهت افقی، قائم رو به بالا و قائم رو به پایین یا تلورانس 5 درجه بکار گرفته شود. در داخل تونلها در سایر جهات نیز اندازه گیری و انجام می شود و برای محاسبه کلی بایستی از جداول مربوط به امتداد چکش استفاده کرد.
- (f) حداقل 20 آزمایش بر روی نمونه انجام می شود. محل آزمایشها حداقل به اندازه قطر انتهای چکش از هم بایستی فاصله داشته باشد. در صورتی که خوردگی و شکستگی در محل آزمایش ایجاد شود نتیجه رد می شود. البته امکان دارد برای دقت بالای آزمایش در یک نقطه آزمایش چندین دفعه تکرار شود.

محاسبات مربوط به آزمایش

- (a) ابتدا بایستی با استفاده از دستگاه کالیبراسیون ضریب اصلاح را بدست آوریم. بدین منظور از رابطه زیر استفاده می کنیم

(متوسط مقدار 1 ضربه بر روی دستگاه تنظیم). (مقدار استاندارد تنظیم) = ضریب اصلاح
 (b) مقادیر حاصل را به ترتیب از کوچک به بزرگ مرتب کرده و 50% کوچکترین نتایج را کنار گذاشته و
 متوسط 50% بالا را محاسبه می کنیم.

(c) برای بدست آوردن سختی اشمیت مقدار متوسط را در ضریب اصلاح ضرب می کنیم (Hs).
 با استفاده از روابط زیر مقدار مقاومت فشاری یک محوره و مدول الاستیسیته را بر حسب مگا پاسکال
 بدست می آوریم.

$$s_c = 12.74e^{0.0125(H_s - g_s)}$$

$$E = 192(H_s \cdot g_s^2) - 12.71$$

g_s = وزن مخصوص نمونه بر حسب گرم بر سانتیمتر مکعب

(e) اگر تعداد 20 آزمایش در یک نقطه تکرار شود بدین وسیله از رابطه زیر می توان ایندکس پلاستیسیته
 را هم محاسبه کرد

$$I_{pl} = \frac{(H_{s(20)} \cdot H_{s(1)})}{(H_{s(1)})} \times 100 .$$

نحوه گزارش نتایج

لیتولوژی سنگ

(a) منشاء نمونه (محل جغرافیایی، عمق نمونه گیری، روش و تاریخ نمونه گیری و شرایط نگهداری در
 انبار و ...)

(b) نوع نمونه (مغزه و یا قطعات سنگ و یا سنگ درجا)

(c) اندازه و ابعاد نمونه ها

(d) تاریخ انجام آزمایش و نوع دستگاه آزمایش

(e) جهت گرفت چکش (امتداد محور چکش به سطح)

(f) نحوه گرفتن نمونه (بستن نمونه)

(g) سایر اطلاعات (وزن مخصوص، تخلخل، نفوذپذیری)

(h) سختی اشمیت حاصل

(i) مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته

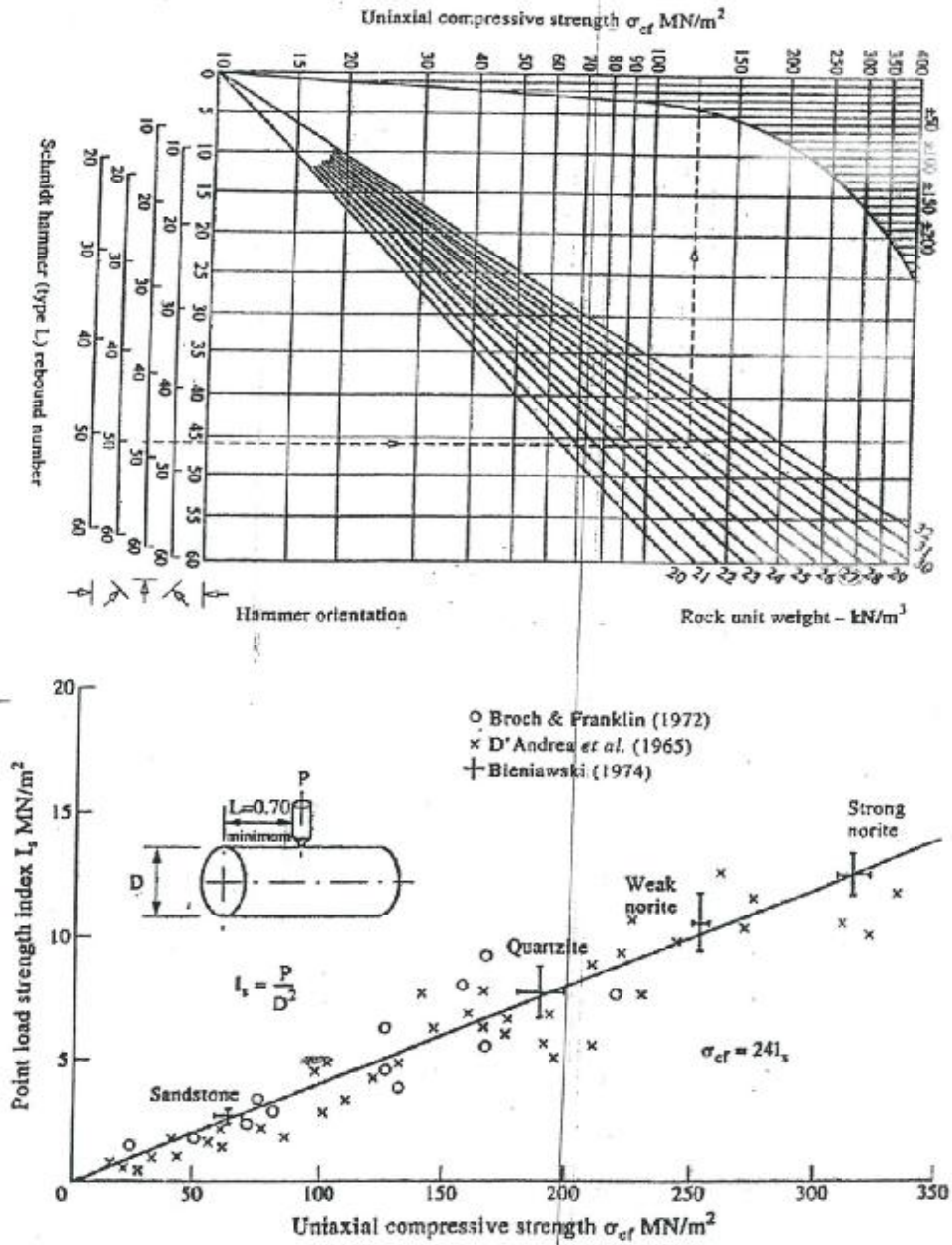


Figure 11.6 Schmidt hammer and point load test calibration curves.

آزمایش 6

تغییر شکل پذیری یک محوری

هدف آزمایش

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

هدف این آزمایش بدست آوردن مدول یانگ، نسبت پواسون، منحنی تنش - کرنش نمونه های منظم سنگ می باشد. این کمیتهها در مراحل طراحی بکار گرفته می شوند.

دستگاه آزمایش

دستگاه آزمایش مورد استفاده در این روش همان دستگاه پرس هیدرولیکی بکار رفته در آزمایش فشاری یک محوری است. منتهی جهت اندازه گیری تغییر شکل و یا کرنش از کرنش سنج (Strain gage) استفاده می شود. کرنش سنجها انواع مختلفی دارند که یکی از متداولترین آنها کرنش سنج الکتریکی است.

معمولاً دو تا به صورت عمودی و دو تا د رجته افقی چسبانده شده و متوسط هر دوی آنها را اندازه می گیریم. در اینجا از کرنش سنج عقربه ای (Dial gage) استفاده می شود. معمولاً کرنش ها را با حساسیت 2% می خوانیم.

مراحل انجام آزمایش

از a تا e همان مراحل آزمایش فشاری یک محوره است.

(f) در این آزمایش رطوبت تأثیر زیادی بر روی تغییر شکل پذیری نمونه دارد. به همین خاطر بایستی سعی کرد، نمونه در حین آزمایش رطوبت طبیعی خود را حفظ نماید.

اصولاً آزمایشات بر روی دو نوع نمونه خشک و تر انجام می شوند. برای پیدا کردن رابطه بین محتوای آب و تغییر شکل پذیری بهتر است با محتوای آب مختلف آزمایشاتی انجام بگیرد. به هر حال بایستی محتوای آب نمونه در حین آزمایش به طور دقیق گزارش شود.

(g) سرعت بارگذاری بایستی یکنواخت و ثابت بوده (در حدود 05-1 MPa/S) و نمونه در مدت زمان 5 الی 10 دقیقه بشکند.

(h) بار و تغییر شکلهای محوری و قطری در فواصل مشخص بایستی ثبت شوند. اصولاً حداقل تعداد 10 نقطه برای رسم منحنی تنش و کرنش کافی است.

(i) پیشنهاد می شود که بعضی مواقع بارگذاری و باربرداری مجدد بر روی نمونه انجام شود.

(j) تعداد نمونه لازم برای اندازه گیری خواص تنش کرنش سنگ بر اساس شرایط موجود انتخاب می شود، حداقل 5 نمونه لازم است.

محاسبات مربوط به آزمایش

مقدار تغییر شکل محوری و قطری مربوط به یک بار مشخص را از دستگاه Strain gage خوانده و به ترتیب زیر عمل می کنیم:

(a) محاسبه کرنش محوری و قطری در هر مرحله:

$$e_a = \frac{\Delta L}{L_0}, \quad e_d = \frac{\Delta d}{d_0}$$

(b) محاسبه مقاومت فشاری یک محوری در هر مرحله بر حسب مگاپاسکال:

$$s_1 = \frac{P}{A}$$

(c) محاسبه نسبت پواسون:

$$g = -\frac{e_d}{e_a} = \text{(شیب منحنی کرنش محوری) / (شیب منحنی کرنش قطری)}$$

(d) محاسبه کرنش حجمی:

$$e_V = e_x + e_y + e_z = e_a + 2e_d$$

نحوه گزارش نتایج

- (a) توضیح لیتولوژی سنگ
- (b) شرایط بارگذاری (محور بارگذاری نسبت به آنیزوتروپی موجود در سنگ)
- (c) منشاء نمونه (محل جغرافیایی، عمق، تاریخ و روش نمونه گیری، شرایط نگهداری در انبار)
- (d) سرعت بارگذاری
- (e) تعداد نمونه مورد آزمایش و شکل آن
- (f) قطر و ارتفاع نمونه
- (g) محتوای آب و درجه اشباعیت نمونه
- (h) تاریخ آزمایش و نوع دستگاه آزمایش
- (i) نحوه شکست
- (j) سایر اطلاعات (وزن مخصوص - تخلخل - نفوذ پذیری و ...)
- (k) تشکیل جدول مقادیر تنش (بر حسب مگاپاسکال) و کرنش از روی مقادیر نیرو (بر حسب کیلونیوتن) و تغییر شکل بدست آمده از آزمایش
- (l) رسم منحنی تنش کرنش
- (m) مدولهای الاستیسیته (اولیه، متوسط، متقاطع، تانژانتی)
- (n) نسبت پواسون
- (o) کرنش حجمی

آزمایش 7

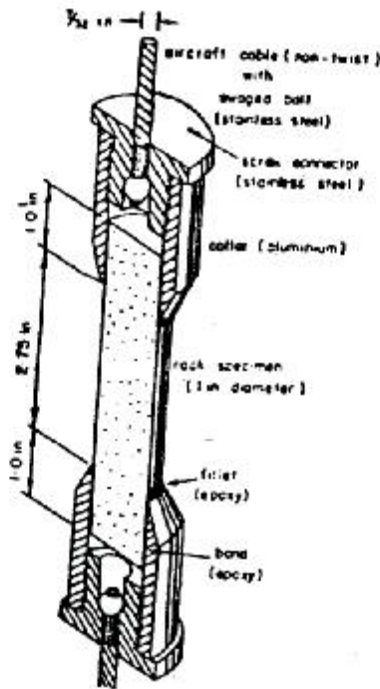
تعیین مقاومت کششی یک محوری مستقیم

1- هدف آزمایش

در این آزمایش مقاومت سنگ در مقابل نیروهای کششی اندازه گیری می شود. این مقاومت به غیر از مقاصد رده بندی در بعضی از مسایل طراحی نیز مورد استفاده قرار می گیرد.

2- دستگاه آزمایش

به غیر از تمام مشخصات آزمایش قبلی برای اینکه بتوان نمونه را از دو طرف کشید، گیره هایی (کلاهک) در انتهای نمونه گذاشته می شود که توسط مواد مخصوص مثل چسب (epoxy) به هم وصل می شوند. قطر این گیره ها $(D-D+2mm)$ بوده و ضخامت آنها حداقل $16mm$ می باشد. بارید برای انتقال نیرو از دستگاه به نمونه یک سیستم وصل (ترجیحاً زنجیر) وجود داشته باشد و طول این سیستم حداقل دو برابر قطر کلاهک ها باشد.



3- مراحل انجام آزمایش

(a) نمونه های لازم

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

- 1- تعداد نمونه ها با توجه به امکانات و شرایط حدوداً (5-10) عدد
- 2- قطر نمونه ها 54 mm (NX)
- 3- نسبت طول به قطر (L/D = 2.5-3)
- 4- سطوح نمونه بایستی حداکثر با هم موازی باشند فقط این امر به اندازه آزمایش فشاری حساس نیست (حساس طول 1 mm و قطر 0.1 mm). رطوبت طبیعی نمونه حفظ شده باشد.

(b) روش آزمایش

- 1- کلاهکها بر روی نمونه طوری چسبانیده می شوند که محوری آنها با محور نمونه منطبق باشد ضخامت ماده چسبیده نباید از 1.5 mm بیشتر باشد.
- 2- پس از سرد شدن چسب و افزایش مقاومت آن از مقاومت نمونه، نمونه وارد دستگاه می شود در صورتی که مقاومت چسب از نمونه کمتر باشد بایستی از نمونه با قطر کوچکتر استفاده شود.
- 3- سرعت بارگذاری (0.5 – 1 Mpa/Min) یعنی نمونه در عرض پنج دقیقه بشکند.

4- محاسبات آزمایش

مقاومت کششی یک محوری از رابطه: $S_f = P/A$ بدست می آید.
P مقدار بار در لحظه شکست و A سطح مقطع نمونه می باشد.
بین مقاومت فشاری یک محوری و کششی یک محوری رابطه $S_c/S_f = 10-100$ وجود دارد در محاسبات معمولاً $S_c/S_f = 10$ را ملاک قرار می دهند.

آزمایش شماره 8

آزمایش کششی غیر مستقیم (روش برزیلی)

1- هدف آزمایش

هدف آزمایش تعیین مقاومت کششی سنگ به طور غیر مستقیم و به کمک روش برزیلی است، در این آزمایش با وارد آوردن نیروهای فشاری بر روی نمونه های دیسکی شکل، این نمونه ها در اثر نیروهای کششی حاصل در جهت افقی می شکنند.

2- نمونه های لازم برای آزمایش

تعداد نمونه های پیشنهاد شده برای این آزمایش 10 عدد می باشد، قطر نمونه های مورد استفاده حداقل 54 میلیمتر (NX) می باشد. ضخامت و یا طول نمونه بایستی معادل قطر آن باشد. قاعده های نمونه ها موازی همدیگر و عمود بر محور آن می باشد. سطوح نمونه با یک دقت 0/25 میلیمتری بایستی صاف و مسطح باشند.

3- دستگاههای لازم برای آزمایش

- الف - یک پرس هیدرولیکی که بتواند بر روی نمونه بار وارد کرده و بتواند آنرا اندازه بگیرد.
- ب - دو عدد فک با انحناء لازم جهت وارد کردن بار بر نمونه در طول یک محور در سطح متقابل به صورت گسترده لازم است.
- ج - کاغذ بسته بندی دولا (با ضخامت 0/2 تا 0/4 میلیمتر) که یکطرف آن چسبناک بوده (Masking tape) عرض این کاغذ بایستی معادل نمونه و یا کمی از آن بیشتر باشد.

4- روش آزمایش

- الف - بر اساس استانداردها 10 عدد نمونه آماده شده اطراف آن با کاغذ بسته بندی پیچیده می شود.
- ب - جهت لایه بندی هر نمونه و جهت بارگذاری نسبت به این لایه بندی بایستی یادداشت شود.
- ج - نمونه بین فک های دستگاه به نحوی گذاشته می شود که بارگذاری در امتداد قطر و در طول به صورت یک نواخت وارد می شود.
- د - بار به طور یکنواخت و ثابت وارد می شود این مقدار بار به نحوی است که ضعیف ترین سنگ ها در عرض 15 تا 30 ثانیه بشکند. معمولاً سرعت بارگذاری 200N/sec پیشنهاد می شود.
- و - پیشنهاد می شود که در حین آزمایش از ثبات اتوماتیک (بار- تغییر شکل) استفاده شده و اولین شکست مشخص شود. در صورت عدم دسترسی به ثبت کننده اتوماتیک بایستی عقربه های پرس هیدرولیکی بدقت کنترل شود.
- ه - قبل از آزمایش شکل نمونه ها بایستی کشیده شده و نواقص، رگه ها، مواد پر کننده، حفره و هرگونه نشانه ها بر روی شکل نشان داده شود، بعد از شکست نمونه نیز بایستی شکل آن کشیده و نحوه شکست و ضخامت شدت نشان داده شود.

5- محاسبات

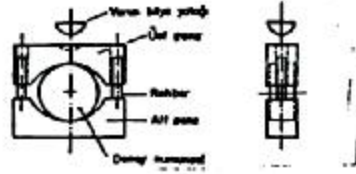
مقاومت کششی نمونه به کمک رابطه زیر حساب می شود

P: نیروی وارد بر نمونه در لحظه شکست (N)

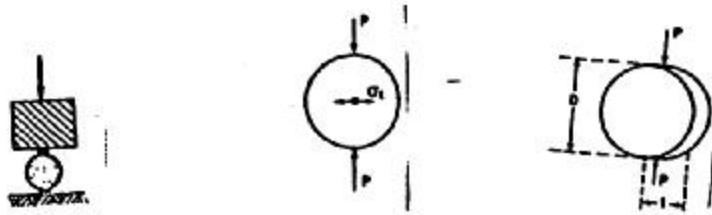
D: قطر نمونه mm

T: ضخامت نمونه mm

$$\sigma_t = 2p/7.D.t = 0/636 P/D.t$$



شکل ۱- پرس مورد استفاده برای آزمایش برزالی



آزمایش 9

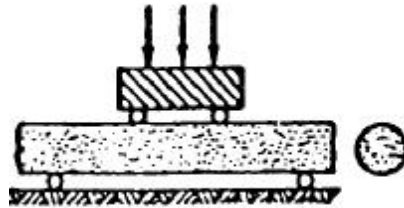
تعیین مقاومت خمشی

1- هدف آزمایش

این آزمایش برای اندازه گیری مقاومت خمشی سنگها بکار می رود. در اصل وقتی نمونه تحت تأثیر بار عمودی قرار بگیرد قسمت پایینی نمونه تحت تأثیر تنش کششی می شکند.

2- مراحل آزمایش

این آزمایش بر روی نمونه های استوانه ای و یا منشوری سنگ که روی دو تکیه گاه قرار گرفته اند و یا دو تکیه گاه و دو نقطه بار گذاری نقطه ای انجام می شود. همانطوری که می دانیم تنش خمشی کششی (Flexural) در جداره خارجی نمونه بوجود می آید. این حداکثر تنش را مقاومت کششی سنگ می نامند. طول نمونه (L) بایستی از سه برابر قطر نمونه (3D) بزرگتر باشد.



$$s_t = -M / (I / C) = -M / Z = (-P/2) / (I / C) = -(P.C.L) / 2I$$

M - ممان خمشی

I – ممان اینرسی مقطع تیر نمونه:

$$I = 6(h^3)/12 \text{ (مستطیل)}$$

$$I = p(R^4)/4 \text{ (دایره)}$$

C: فاصله از محور طبیعی

$$Z = I/C \text{ :مدول مقطع}$$

L/2: نصف طول نمونه (دهانه)

$$S_t = 16 (P.L_1) / p(D^3)$$

$$S_{t(f)} = 8P.L / p(D^3)$$

Ll : فاصله انتهای نمونه تا اولین نقطه بار گذاری

$\sigma_t(f)$ حاصل از آزمایش بالا از مقاومت کششی یک محوره مستقیم نمونه خیلی بیشتر است.

آزمایش 10

آزمایش برشی

الف – روش های آزمایشگاهی

مقاومت برشی (Shear Strength)

در بعضی مسائل طراحی مربوط به مکانیک سنگ اطلاع از مقاومت برشی لازم می باشد که از جمله این مسائل:

(a) پایداری کارهای معدنی زیرزمینی

(b) تعیین درجه پایداری (ضریب اطمینان) سطوح شیب دار (پله ها)

(c) ارزیابی پایداری در مقابل لغزش ساختمانها

مقاومت برشی سنگ عبارت است از حداکثر مقاومت سنگ (s) در مقابل تغییر شکل تحت تأثیر تنش

برشی σ

مقاومت برشی سنگ مجموعه سه عامل زیر است:

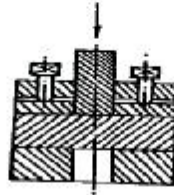
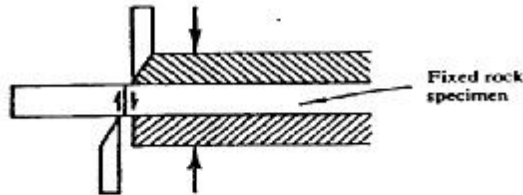
1 – مقاومت اصطکاکی سطح در مقابل لغزش

2- اثر قفل شوندگی (inter locking effect) دانه های تشکیل دهنده سنگ به همدیگر

3- نیروی چسبندگی (Cohesion) در سطح لغزش برشها [کوهزیون را می توان مقاومت برشی سنگ در حالت بدون بار قائم توصیف کرده که آنرا مقاومت برشی ذاتی سنگ نیز می نامند]. در لحظه شکستن تنش برشی با مقاومت برشی سنگ مساوی $[\sigma = S]$.

روش آزمایش برشی سنگ

(a) آزمایش برشی مستقیم وقتی که در صفحه برش تنش قائم وجود ندارد
(b) آزمایش برشی مستقیم وقتی که در صفحه برش تنش قائم وجود دارد



(a-1) آزمایش برشی مستقیم در برش منفرد (Single shear test)

P: بار وارده

$$S = P/A$$

A: مقطع نمونه

S: مقاومت برشی

(a-2) آزمایش برشی مزدوج (Double shear test)

P: بار وارده

$$S = P/2A$$

A: مقطع نمونه

S: مقاومت برشی

(a-3) آزمایش برشی حفره ای Punch shear

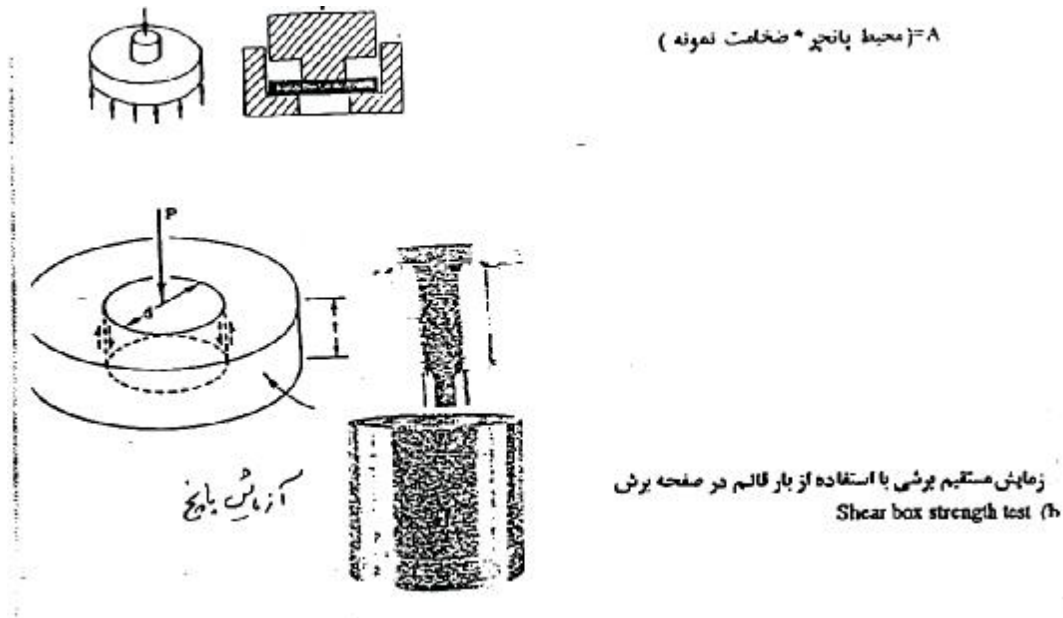
در این آزمایش از نمونه های به شکل دیسک استفاده می شود.

p: بار وارده

$$S = P/A = p/\pi.d.t$$

d: قطر پانچر

A: مساحت جانبی سوراخ برشی



(b-1) آزمایش مستقیم برشی با استفاده از بار قائم در صفحه برش Shear box strength test

جعبه آزمایش Shear box از دو قسمت جداگانه تشکیل شده است (مثل شکل صفحه بعد) نمونه داخل این صندوق (قالب) قرار داده و با یک نیروی قائم N [تنش قائم $\sigma_n = N/A$] و ثابت بارگذاری شده و با یک نیروی مماسی T [تنش برشی $\delta = T/A$] به قسمت بالائی آن به صورت برشی وارد می شود. با افزایش نیروی برشی T مقدار تغییر شکل (جابجائی) افقی اندازه گیری می شود. در لحظه شکست تنش برشی δ معادل مقاومت برشی s است. با رسم منحنی تغییرات تابع $\delta = f(\sigma_n)$ ، رابطه $T = f(N)$ مستقیم الخط برش کولب بدست می آید.

رابطه بین نیروی برش و نیروی قائم:

$$T = N \tan \phi + C.A$$

تنش برشی و تنش قائم:

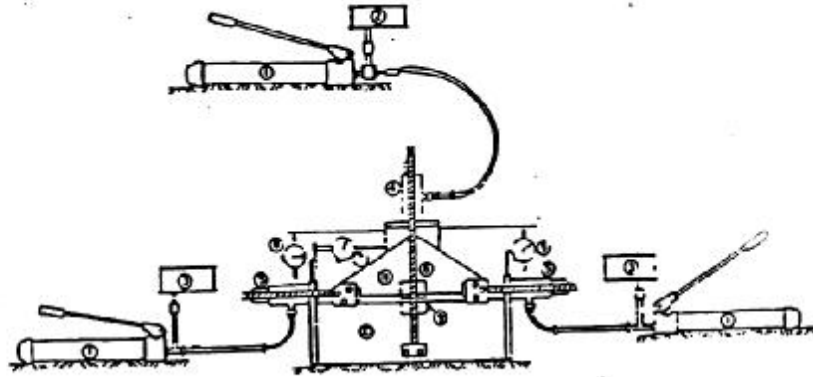
$$\delta = \sigma_n \tan \phi + C$$

ضریب اصطکاک داخلی سنگ: $\tan \phi$ ، زاویه اصطکاک داخلی $\phi =$ ، نیروی چسبندگی: C ، سطح

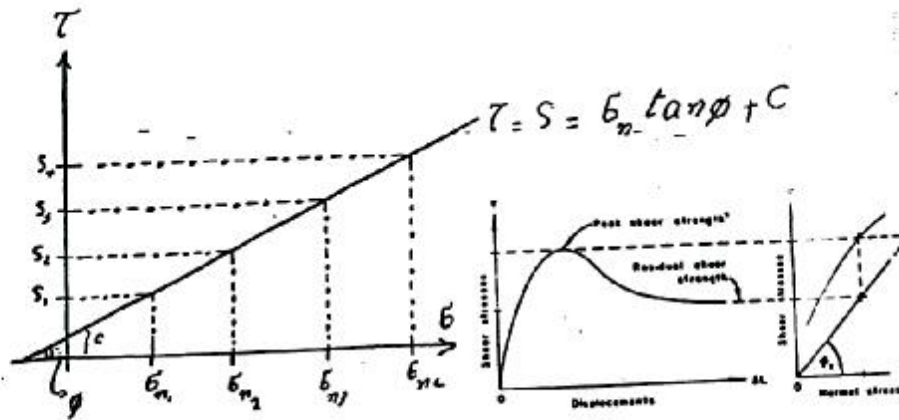
مقطع برشی $A =$

اگر نیروی چسبندگی $C = 0$ باشد داریم:

$$\delta = \sigma_n \tan \phi$$



جعبه برش



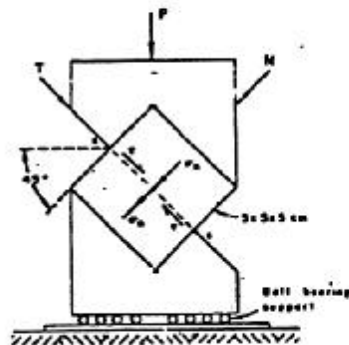
شکل 2-2 آزمایش برش مستقیم نمونه های مکعبی شکل

در این آزمایش با بارگذاری قائم نمونه در صفحه مورد نظر نیروهای برشی ایجاد و باعث شکست برشی نمونه می شود. برای استفاده از پرس هیدرولیکی جهت اینکار از قالب های خاص مطابق شکل استفاده می شود.

$$\sigma_n = P \cdot \sin 45^\circ / A = N/A$$

$$\bar{\sigma} = P \cos 45^\circ / A = T/A$$

T, N نیروهای قائم و برشی در سطح برشی A هستند.



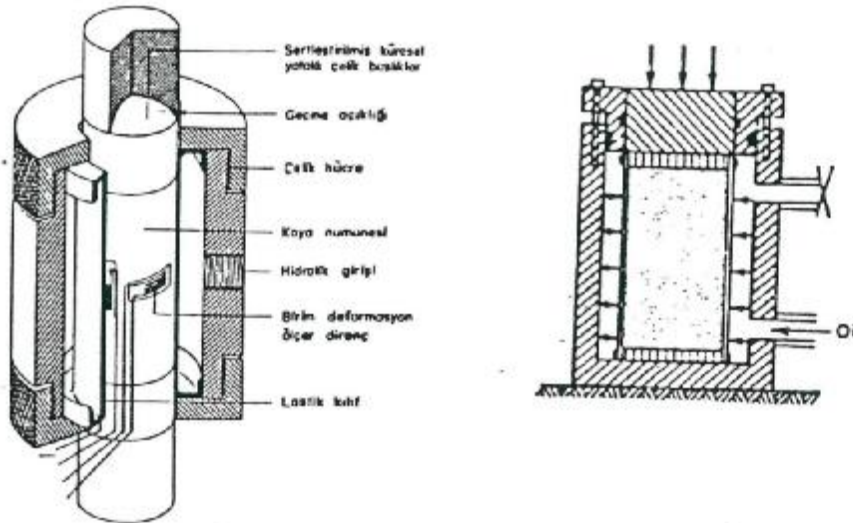
آزمایش 11

آزمایش سه محوری

توسط این آزمایش می توان پارامترهای ϕ, C مقاومت برشی S را به همراه تنش های قائم مؤثر σ را در صفحه شکست اندازه گرفت. همچنین می توان پوش مقاومت سنگ را نیز بدست آورد.

$$S = \sigma \cdot \tan \phi + C$$

$$S = \sigma = \sigma n \cdot \tan \phi + C$$



محاسبه

- 1- مقاومت فشاری نمونه از تقسیم مقدار بار به مقطع اولیه حساب می شود.
- 2- مقادیر مقاومت حاصل در محور (y) و تنش های فشاری جانبی مربوطه در محور افقی علامت گذاری می شود.

- 3- پوش مقاومت متوسط از نقاط بدست آمده رسم می شود. با محاسبه شیب خط حاصل $\tan \alpha = m$ و محل تقاطع آنرا با محور y ها مشخص می شود. (b)

- 4- مقادیر زاویه اصطکاک داخل ϕ و نیروی چسبندگی (c) از روابط زیر بدست می آیند.

$$\phi = \arcsin \frac{m-1}{m+1} \quad m = \text{پوش مقاومت شیب خط}$$

$$C = b \frac{(1 - \sin \phi)}{2 \cos \phi}$$

قطر نمونه d با حساسیت $\pm 0.1 \text{ mm}$ اندازه گیری می شود.

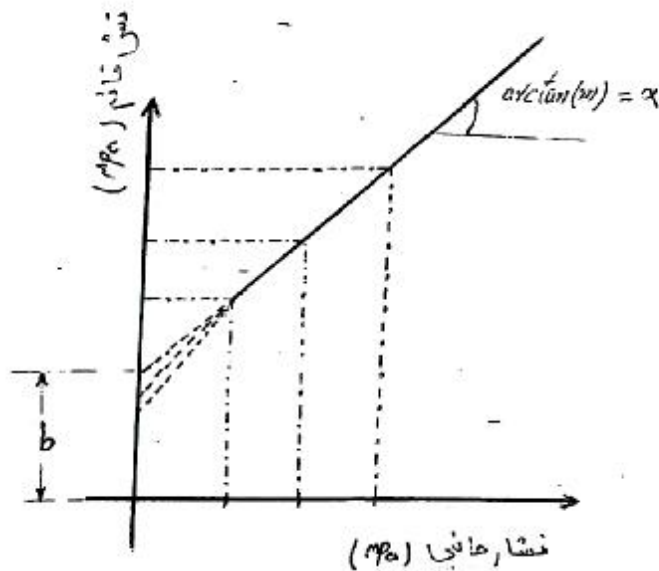
طول نمونه h با حساسیت $\pm 0.1 \text{ mm}$ اندازه گیری می شود.

پوپول مرجع دانشگاه و مدرسه

درجه حرارت محیط نگهداری نمونه 20 ± 2 و رطوبت $50 \pm 5\%$ حداکثر برای مدت 30 روز در آزمایشگاه نگهداری می شود.

حداقل 5 نمونه از هر سنگ برای این آزمایش لازم است.

فشاری جانبی و محوری همزمان افزایش می یابد تا σ_3 به مقدار مورد نظر برسد بعد از σ_3 ثابت نگه داشته شده و بار محوری افزایش داده می شود به نحوی که نمونه در عرض 5-15 عرض دقیقه نمونه بشکند.



روش دیگر ارزیابی نتایج آزمایش سه محوری رسم دواير موهر مربوطه در محورهای $t-\sigma$ است.

